

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieure et de
la Recherche Scientifique

Université MOULOU D MAMMERRI Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation,
bureaux et commercial en contreventement mixte avec
l'application ROBOT V.23

Réalisé par :

Mr Tabti Hamza

Encadré par :

Mr Saad Mohammed

Promotion 2014/2015

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieure et de
la Recherche Scientifique

Université MOULOU D MAMMERRI Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation,
bureaux et commercial en contreventement mixte avec
l'application ROBOT V.23

Réalisé par :

Mr Tabti Hamza

Encadré par :

Mr Saad Mohammed

Promotion 2014/2015

Remerciements

Je remercie, tout d'abord, l'unique ALLAH de nous avoir donné le courage et la patience pour bien mener ce travail.

Je présente mes remerciements les plus sincères à Mr Saad Mohammed qui a bien voulu accepter de diriger et d'encadrer ce mémoire. Les conseils et l'aide qu'il m'a fournis tout au long de l'année, ont été d'un grand apport.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Mes remerciements à l'ensemble de la communauté étudiante de l'Université Mouloud Mammeri et en particulier à ma promotion.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

Dédicace

Dieu merci

Je dédie ce modeste travail

À ma chère Mère, qui par son amour, son affection a toujours été là pour moi et sans qui je ne serai jamais arrivée là, tout simplement la raison de ma réussite. Je t'aime Maman

À mon très cher père qui a toujours été là pour moi, qui a su par tant de sacrifices me soutenir et m'encourager. Merci Papa

À mon oxygène, mon carburant, mon pilier au quotidien ma première raison de vivre et la source où je puise la force pour me battre, ma femme Sabrina, je serai ton espoir, je te promets de réaliser tes rêves, puisse le tout puissant te donner santé et longue vie à fin que je puisse te combler.

À mes chers frères Toufik et Houssam Eddine

À ma petite frangine adorable Mina

À toute ma famille

À vous mes chers amis de Boukhalfa et à : Hamid, Walid, Krimou, Amine, Mohammed.

À tous mes amis

Hamza

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	09
Chapitre III : Calcul des éléments.....	19
III.1 : Calcul des planchers.....	19
III.2 : Calcul des escaliers	54
III.3 : Calcul de la poutre de chaînage	69
III.4 : Calcul des balcons	79
III.5 : Calcul de l'acrotère	85
Chapitre IV : Présentation du robot	94
Chapitre V: Vérification RPA	118
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	126
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux	143
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles	159
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	184
Chapitre X : : Plan d'exécution.....	220

Conclusion

Bibliographie

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

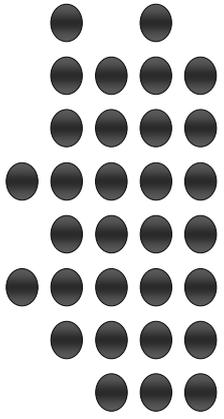
Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notant pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :

- Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.
- La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des murs de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA99 ».



CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires. Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie.

I.1. Projet

I.1.1. Description architecturale

Notre projet consiste à l'étude d'une tour (R+8) à usage d'habitation, commercial et de service. Cet ouvrage sera implanté à DRAA-EL-MIZAN dans la wilaya de TIZI OUZOU qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cette tour est composée :

- d'un RDC à usage commercial.
- de huit étages à usage d'habitation.
- d'une (01) cage d'escalier.
- d'une (01) cage d'ascenseur avec moteur en terrasse.
- Une (01) terrasse inaccessible.

I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En plan :

- longueur totale du bâtiment : **20,75 m**
- largeur totale du bâtiment : **19,70 m**

En élévation :

- hauteur totale du bâtiment : **28,56 m**
- hauteur du RDC : **4,08 m**
- hauteur d'étage courant : **3,06 m**

I.1.3. Eléments constitutifs de l'ouvrage

I.1.3.1. Ossature

La structure de l'ouvrage est composée de portiques (poutres et poteaux) et de voiles disposés dans les deux sens.

I.1.3.2. Planchers

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

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.

- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

I.1.3.3. Dalle pleine en béton armé

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

I.1.2.4. Balcons

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

I.1.3.5. Escaliers

Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Ils jouent un rôle tout particulier pour la sécurité des habitants dans les immeubles de grande hauteur. Ils sont alors conçus pour être à l'abri de la fumée.

Le bâtiment comporte une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, Ils sont réalisés en béton armé coulés sur place.

I.1.3.6. Cage d'ascenseur

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

I.1.3.7. Remplissage (maçonnerie)

- Murs extérieurs : constitués d'une double cloison de 25 cm, en briques creuses de 10 cm, séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.1.3.8. Revêtements

- Enduit de ciment pour murs et façades et salles d'eaux.
- Plâtre pour cloisons et plafonds.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine.
- Carrelage pour les planchers et escaliers

I.1.3.9. Fondations

a) Définition

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

b) Fonctions des fondations

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

c) Différents types de fondations

Il existe deux types de fondations :

- Les fondations superficielles

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- Les fondations profondes

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

d) Facteurs de choix de type de fondation

- **La nature de l'ouvrage à fonder** : pont, bâtiment d'habitation,...
- **La nature du terrain** : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- **Le site** : urbain ; montagne, bord de mer...
- **La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence de l'eau,...
- **Le coût des fondations** : facteur important mais non décisif.

I.1.4. Etude géotechnique du sol

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- La contrainte admissible du sol (σ_{sol}) à 2,00 bars, situé à une profondeur de 2m ;
- le type du sol est constitué par un substratum de roches métamorphiques ;
- Le site S2 au sens du règlement parasismique algérien (RPA).

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser**I.2.1. Béton****I.2.1.1. Les constituants du béton**

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 :

- 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.

I.2.1.2. Résistance à la compression du béton

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 :

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

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

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

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

I.2.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction

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

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

$$D'où : f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

I.2.1.4. Contrainte limite du béton

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

a) Etat limite ultime (ELU)

Cet état 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):

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

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 les cas **courants** : $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

Pour les cas **accidentels** : $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$, on aura $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

- **Diagramme Contrainte – Déformation :**

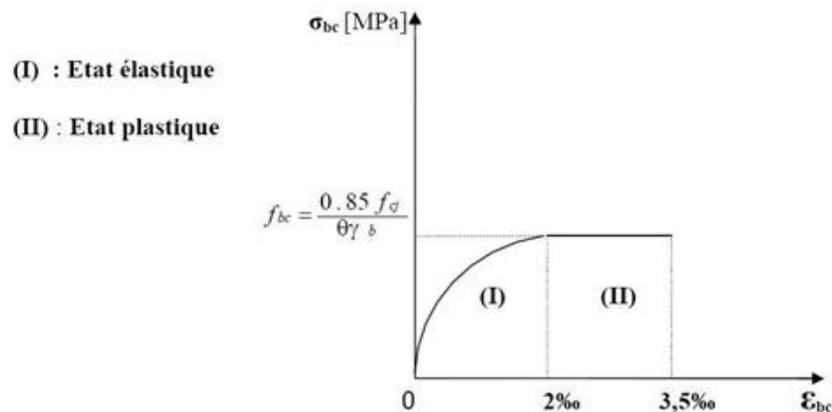


Figure I-1 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

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.

- **Contrainte limite à la compression (ELS)**

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS, $A_j = 28$ jours, $\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

- **Diagramme contraintes-déformations ;**

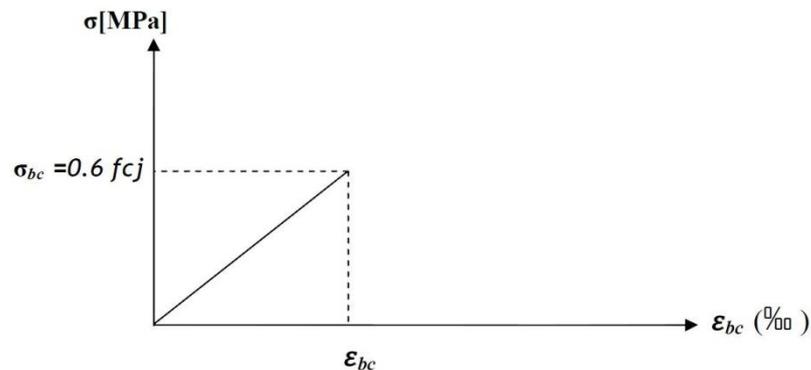


Figure I-2 Diagramme contraintes- déformations de béton à l'ELS

c) 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 :

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

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

d) Module de déformation 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 déformation instantanée

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

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

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

- Module de déformation différée

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

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

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

- Module de déformation transversal

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

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 des déformations en considérant le béton non fissuré.

I.2.2. Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Il est 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'acier	Dénomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	14	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\varnothing < 6\text{mm}$)	T S	550	8	1

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers

I.2.2.1. Module d'élasticité longitudinale des aciers

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

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

I.2.2.2. Contraintes limites

a) **Contraintes limites ultime (ELU)** (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99).

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

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

$\gamma_s = 1.00$ situation accidentelle.

b) **Contraintes limites de service (ELS)**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, il faut limiter les contraintes des armatures tendues.

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

- **Fissuration peu nuisible**

C'est le 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 mais il est recommandé :

- 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 préjudiciable** (Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

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

- **Fissuration très préjudiciable** (Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99)

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

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les adhérence (HA) de diamètre $\geq 6 \text{ mm}$.

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

$\eta=1.0$ pour les ronds lisses.

I.2.2.3. Diagrammes des contraintes-déformations de calcul : (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99).

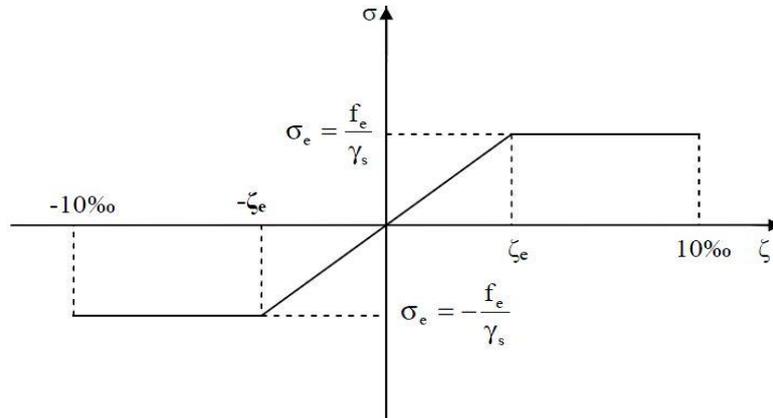


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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

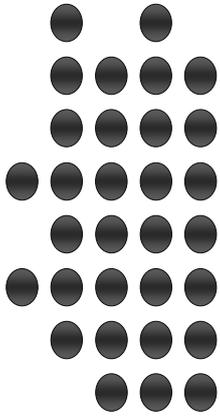
Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure I.3 (Art A.2.2,2/BAEL91 modifié 99).

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

I.2.2.4. 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 des éléments

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Après la présentation de l'ouvrage et les 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.

II.1. Pré dimensionnement du plancher à corps creux

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

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

II.1.1. Descriptif d'un plancher à 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.

II.1.2. Hauteur totale du plancher à corps creux

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 : $L_{\max} = (480 - 30) = 450$ cm

$$h_t \geq \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 20 \text{ cm}$$

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

-16cm pour la hauteur du corps creux.

-4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

II.1.3. Schéma descriptif du plancher à corps creux (16+4) : figure II.1

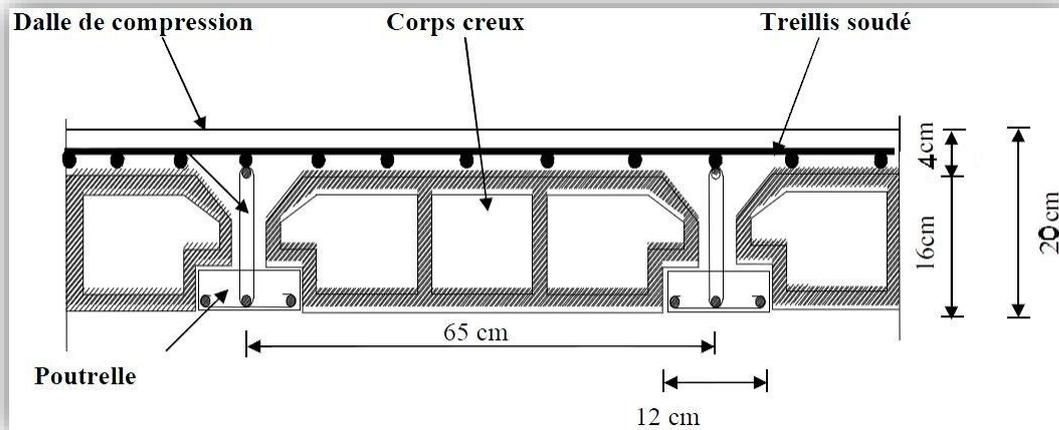


Figure II.1. Schéma d'un plancher en corps creux.

II.2. Pré dimensionnement des 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).

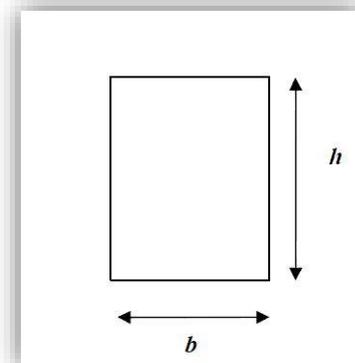
- Largeur $b \geq 20$ cm.
- Hauteur $h \geq 30$ cm.
- Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$
- Largeur max $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$.

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



II.2.1. Pré dimensionnement des poutres principales

- La hauteur de la poutre

Ce sont des poutres porteuses, la hauteur de la poutre est :

$$\text{- On a } L_{\max} = (480-30) = 450 \text{ cm} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

On prend $h = 40$ cm

-La largeur de la poutre :

$$0,4 (40) \leq b \leq 0,7(40) \Rightarrow 0,4 (40) =16\text{cm} \leq b \leq 0,7(40) =28\text{cm}$$

On prend **b = 30cm**

- Vérifications relatives aux exigences du RPA :(RPA99, Art 7.5 .1)

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 40 \geq 30\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots 40/30=1.33 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II.2.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires**- La hauteur de la poutre**

$$L_{\max} = (355-30) = 325\text{cm} \Rightarrow \frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21.66\text{cm} \leq h \leq 32.5\text{cm}$$

On prend **h = 35cm**.

- La largeur de la poutre

$$0,4 (35) \leq b \leq 0,7(35) \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend **b = 30cm**

- Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5 .1du RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$ht \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$ht / b \leq 4 \dots\dots\dots 35 / 30 = 1,16 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II.2.3. Conclusion

On prend donc :

- Poutres principales : **(30x40) cm²**

- Poutres secondaires : **(30x35) cm²**

II.3. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le poteau est dimensionné à l'ELS, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal

$$N_s = G + Q.$$

- Condition de résistance à l'ELS

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

B : la section du poteau.

Ns: effort normal.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression.

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

- **Recommandations du RPA99, modifié en 2003, A .7.4.1**

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

$$\text{Min :}(b1, h1) \geq 25 \text{ cm en zone I et II}$$

$$\text{Min :}(b1, h1) \geq 30 \text{ cm en zone III}$$

$$\text{Min :}(b1, h1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq (b/ h1) \leq 4$$

II.3.1 Descente de charges

II.3.1.1 Détermination des charges et surcharges

a) Charges permanentes

- Plancher terrasse

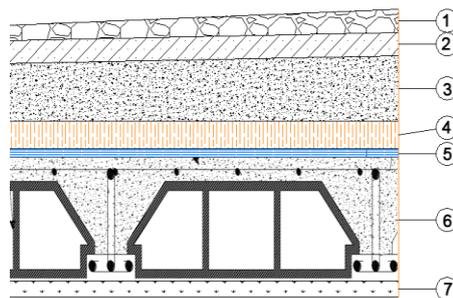


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Poids volumique γ (daN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge Gi (daN/m ²)
01	Couche de gravier	1700	0.05	85
02	Etanchéité multicouche	600	0.02	12
03	Béton en forme de pente	2200	0.05	110
04	Isolation thermique	400	0.04	16
05	Feuille de polyane	-	-	0.01
06	Plancher en corps creux (16+4)	1400	0.20	280
07	Enduit sous plafond	1200	0.02	24
Total Gt =				527 daN/m²

Tableau II-1 : Valeur de la charge permanente Gt du plancher terrasse inaccessible

- Etage courant

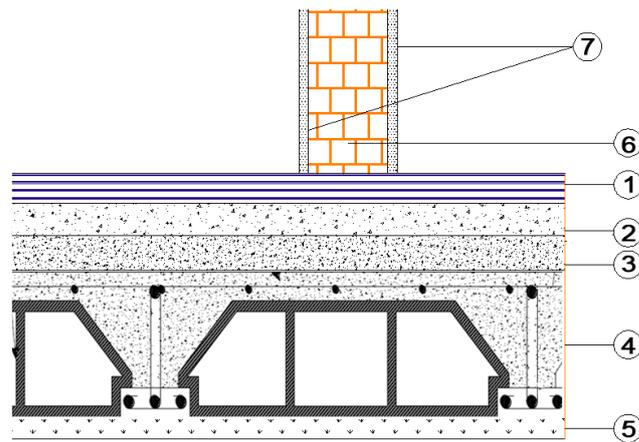


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	Eléments	Poids volumique γ (daN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge Gi (daN/m ²)
05	Enduit plâtre	1200	0.02	24
04	Plancher en corps creux 16+4)	1400	0.20	224
03	Couche de sable	1800	0.02	36
02	Mortier de pose	2000	0.02	40
01	Carrelage	2200	0.02	44
06_07	Cloison de séparation	900	0.1	90
Total Gt =				514 daN/m²

Tableau II.2 : la valeur de la charge permanente Gt de l'étage courant et RDC

- Maçonnerie

- Mur extérieur (figure II.5)

N°	Eléments	Poids volumique γ (daN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G (daN/m ²)
01	Mortier de ciment	2200	0.02	44
02	Brique creuse	900	0.2	180
03	lame d'aire	/	0.05	/
04	Enduit de plâtre	1200	0.02	24
Total G =				248 daN/m²

Tableau II.3 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

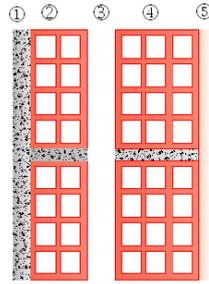


Figure II.5 : Coupe verticale du mur extérieur

- **Mur intérieur :**

N°	Eléments	Poids volumique γ (daN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G (daN/m ²)
01	Enduit de plâtre	1200	0.04	48
02	Brique creuse	900	0.1	90
Total G =				138 daN/m²

Tableau II.4 : la Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)

b) Les surcharges d'exploitations

- Plancher terrasse Q = 1,00 kN/m².
- Plancher étage courant Q = 1,50 kN/m².
- Escaliers desservant les différents étages Q = 2,50 kN/m².
- Plancher du RDC Q = 1,5 kN/m².
- BalconsQ= 3,5 kN/m².
- Acrotère Q = 1,00 kN/m²

II.3.1.2. Charges et surcharges revenant au poteau le plus chargé selon le niveau considéré

- **Surface d'influence (figure II.6)**

$$S_t = (3.55 \times 4.2) = 14.91 \text{ m}^2$$

$$S_{net} = (1.65 \times 1.625) \times 2 + (1.625 \times 2.25) \times 2 = 12.67 \text{ m}^2$$

- **Poids propre des poutres**

- **Poutres principales**

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.4 \times (2.25 + 25)) \times 25 = 11.7 \text{ kN}$$

- **Poutres secondaires**

$$G_{ps} = (0.3 \times 0.35 \times 1.625) \times 2 \times 25 = 8.53 \text{ kN}$$

On aura alors le poids total des poutres :

$$P = G_{pp} + G_{ps} = 11.7 + 8.53 \Rightarrow P = 20.23 \text{ kN}$$

- Poids propre des poteaux

- Poteau du RDC :
PPRDC = $(0.3 \times 0.3 \times 4.08) \times 25 = 9.18 \text{ kN}$
- Poteaux d'étages :
PP étage = $(0.3 \times 0.3 \times 3.06) \times 25 = 6.885 \text{ kN}$

- Poids propre des planchers :

- Plancher terrasse :
Gpt = $5.27 \times 12.67 = 66.77 \text{ kN}$
- Plancher d'étage courant :
Gpc = $5.14 \times 12.67 = 65.12 \text{ kN}$

- Surcharges d'exploitation

- Plancher terrasse :
Q = $1,00 \times 12.67 = 12.67 \text{ kN}$
- Plancher d'étage courant :
Q = $1.50 \times 12.67 = 19.005 \text{ kN}$
- Plancher du RDC: Q = $1.50 \times 12.67 = 19.005 \text{ kN}$

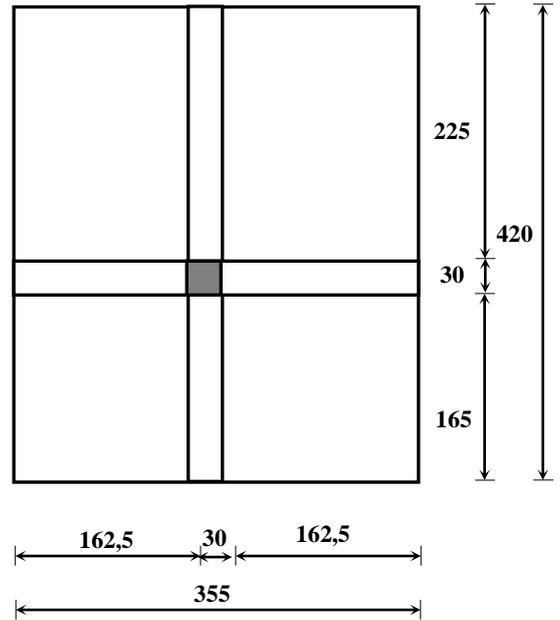


Figure II.6 : Surface d'influence (en cm)

II.3.1.3. Charges et surcharges totales avec dégression des surcharges

La loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages est donnée par la figure II.7

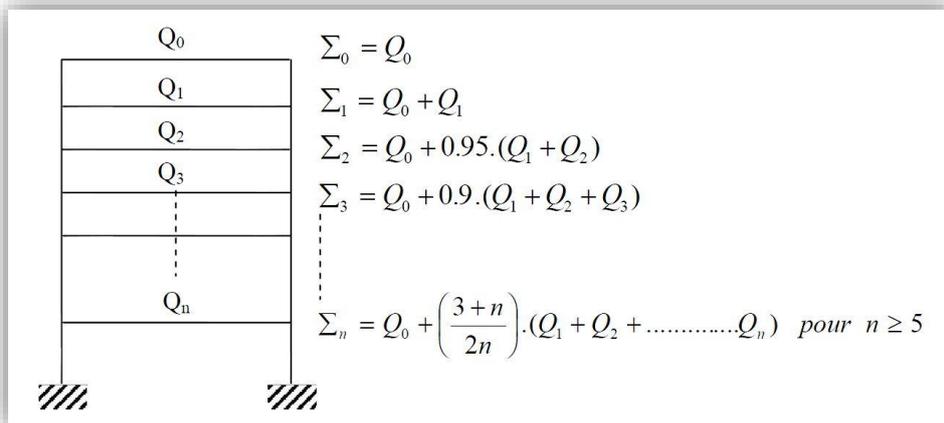


Figure II.7 : Loi de dégression des surcharges

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68

Tableau II.5. : Coefficients de dégressions des surcharges

$$\begin{aligned}
 \text{NIV8} & \quad Q_0 = 12.67 \text{ KN} \\
 \text{NIV7} & \quad Q_0 + Q_1 = 12.67 + 19 = 31.67 \text{ KN.} \\
 \text{NIV6} & \quad Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 12.67 + 0,95(19 \times 2) = 48.77 \text{ KN.} \\
 \text{NIV5} & \quad Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.67 + 0,9(19 \times 3) = 63.97 \text{ KN.} \\
 \text{NIV4} & \quad Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.67 + 0,85(19 \times 4) = 77.27 \text{ KN.} \\
 \text{NIV3} & \quad Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.67 + 0,8(19 \times 5) = 88.67 \text{ KN.} \\
 \text{NIV2} & \quad Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.67 + 0,75(19 \times 6) = 98.17 \text{ KN.} \\
 \text{NIV1} & \quad Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12.67 + 0,71(19 \times 7) = 107.1 \text{ KN.} \\
 \text{RDC} & \quad Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 12.67 + 0,66(19 \times 8) = 112.99 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Figure II.8. : Dégression des surcharges

II.3.1.3. Charges et surcharges totales et pré dimensionnement des poteaux (tableau II.5)

Niv.	Charges permanentes (kN)					Charge d'exploitation		Effort normal $N_s = G + Q$	Section (cm ²)	
	$G_{plancher}$	G_{pout}	G_{pot}	G_{tot}	G_{cum}	Q_{planch}	Q_{cum}		Strouvé	Sadopté
8	66.77	20.23	0	87	87	12.67	12.67	99.67	66.44	30×30
7	65.12	20.23	6.885	92.23	179.23	19	31.67	210.9	140.6	30×30
6	65.12	20.23	6.885	92.23	271.46	19	50.67	322.13	214.75	35×35
5	65.12	20.23	6.885	92.23	363.69	19	69.67	433.36	288.90	35×35
4	65.12	20.23	6.885	92.23	455.92	19	88.67	544.59	363.06	35×35
3	65.12	20.23	6.885	92.23	548.15	19	107.67	655.82	437.21	40×40
2	65.12	20.23	6.885	92.23	640.38	19	126.67	767.05	511.36	40×40
1	65.12	20.23	6.885	92.23	732.61	19	145.67	878.28	585.52	40×40
RDC	65.12	20.23	9.18	94.53	827.14	19	164.67	991.81	661.2	45×45

Tableau II.5. : Charges, surcharges totales et pré dimensionnement des poteaux

II.3.2. Vérifications des poteaux

a) Vérification des sections des poteaux relatives aux exigences du RPA (Art 7.4.1)

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

- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$ → **Condition vérifiée**
- $\text{Min}(b, h) > \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{Min}(30,30) > \frac{306-20}{20} = 14.3$ → **Condition vérifiée**
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4$ → **Condition vérifiée.**

Toutes les conditions du RPA (Art 7.4.1) sont vérifiées.

b) Vérification au flambement BAEL 91 Art 8.4.1

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : élancement du poteau

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7L_0$)

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

B : Section transversale du poteau ($B = b \times h$)

L_0 : Longueur libre du poteau

$$\text{Ce que nous donne } \lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 L_0}{b}$$

Vérification des poteaux les plus défavorables :

Poteaux (30 x30) : $L_0 = 3,06 \text{ m}$ $\lambda = 24.74 < 50$ → **Condition vérifiée.**

Poteaux (35 x35) : $L_0 = 3,06 \text{ m}$ $\lambda = 21.20 < 50$ → **Condition vérifiée.**

Poteaux (45x45) : $L_0 = 4.08\text{m}$ $\lambda = 21.98 < 50$ → **Condition vérifiée.**

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement ; BAEL 91 Art 8.4.1.

II .1.4. Voiles en béton armé

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

Selon le RPA 99 modifié 2003, Art 7.7.1 ; avec la figure II.9 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 a$$

Avec :

a: épaisseur du voile

L : portée min du voile

he : hauteur d'étage

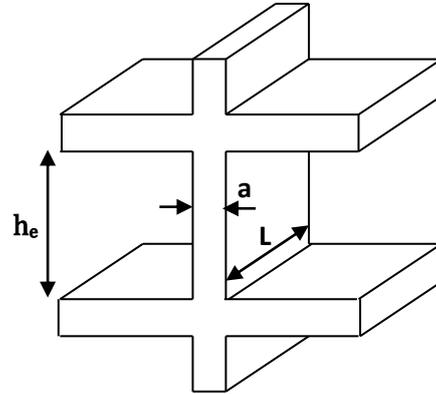


Figure II.9 : Dimensions d'un voile

-Au niveau de R.D.C.

$$he = (408 - 20) = 388 \text{ cm}$$

$$a = \frac{he}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \Rightarrow$$

On opte pour une épaisseur **a = 20 cm.**

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow 20 \geq 15$$



Condition vérifiée.

$$L \geq 4a \quad \Rightarrow 80 = 80$$



Condition vérifiée.

-Au niveau d'étage courant :

$$he = (306 - 20) = 286 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \quad \text{On opte pour une épaisseur } a = 20 \text{ cm}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow 20 \geq 15$$

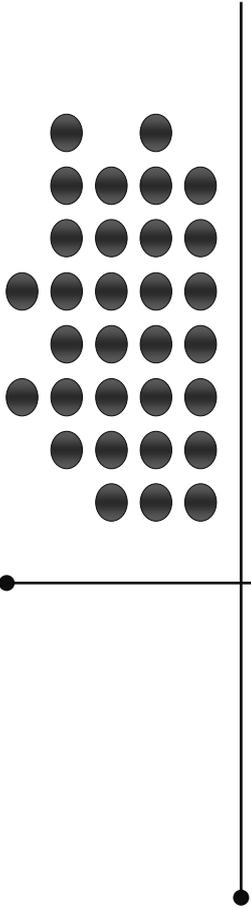


Condition vérifiée.

$$L \geq 4a \quad \Rightarrow 80 = 80$$



Condition vérifiée.



CHAPITRE III

Calcul des éléments

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles, donc on peut les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA version 2003.

III.1. Les planchers

III.1.1. Plancher en corps creux

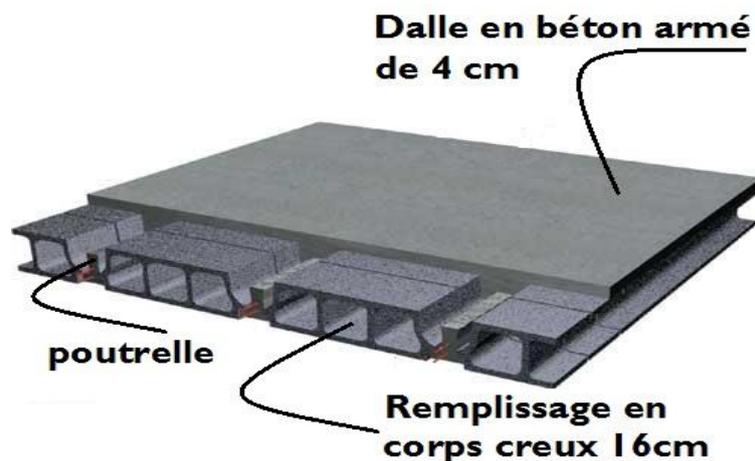


Figure III.1.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

Dans notre projet, le plancher est constitué de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante : $h \geq \frac{L}{22.5}$

Avec : h : hauteur totale du plancher

L : porté libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas $L = 480 - 30 = 450\text{cm}$, ce qui nous donne :

$$h \geq \frac{450}{22.5} = 20\text{cm}$$

On opte pour un plancher de : $(16+4) \Rightarrow h = 20\text{ cm}$

a) Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place ($ep = 4\text{cm}$), armé d'un quadrillage de barres (treillis soudés TL520 avec $f_e = 520\text{ MPa}$) dont les mailles ne doivent pas dépasser :

-**20cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

-**33cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

-Calcul des armatures

-Armatures perpendiculaire aux poutrelles A_{\perp}

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e}$$

l' : Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 [cm].

$$A_{\perp} \geq \frac{4(65)}{520} = 0.5\text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0,63\text{ cm}^2$

Avec : $e = 20\text{cm}$

-Armatures parallèles aux poutrelles $A_{//}$

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

Soit : $A_{//} = 4T5 = 0.49\text{ cm}^2$

Avec : $e = 20\text{cm}$

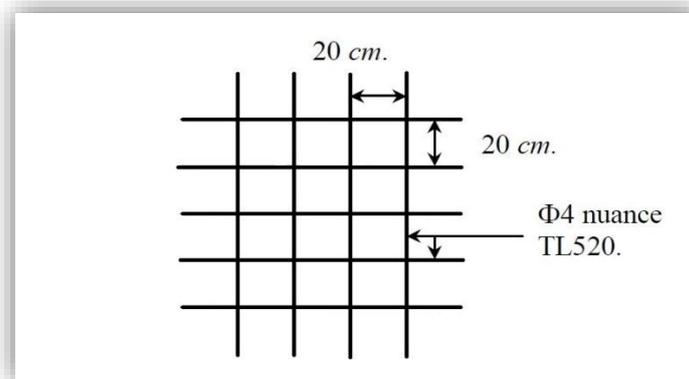


Figure III.1.2 : Treillis soudés (200×200)

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (4×5×200×200).

b) 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 :

1. 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/m² 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**

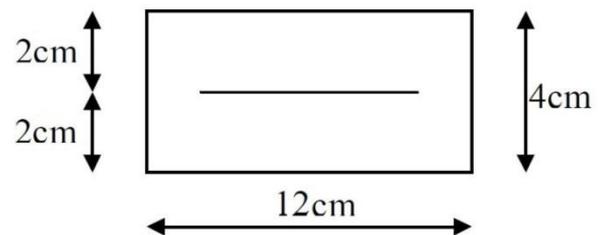
$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ kN/ml}$$

- **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

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

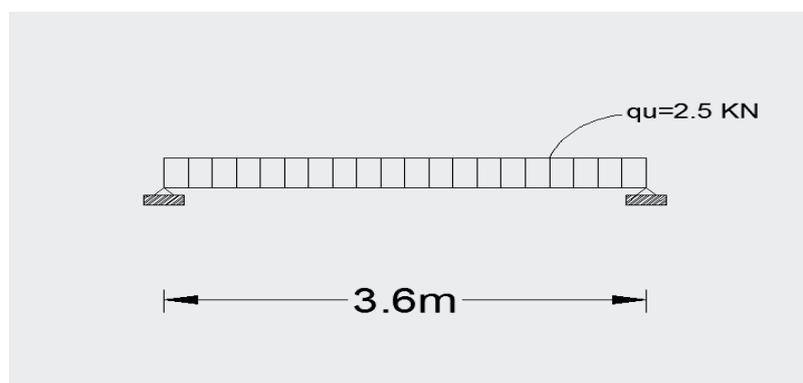


Figure III.1.3 : Schéma de calcul de la poutrelle

-Calcul du moment en travée

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(3.6)^2}{8} = 4.05 \text{ kN.m}$$

-Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.6}{2} = 4.5 \text{ kN}$$

b = 12cm; c = 2cm; h = 4cm; d = h-c = 4-2 = 2 cm. (d: hauteur utile).

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

$$\mu_u = \frac{4.05 \times 10^3}{(12) \cdot (2)^2 \cdot 14.17} = 5.95$$

$\mu_u = 5.95 > \mu_u = 0.392 \Rightarrow$ 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 :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,92 \text{ m.}$$

2. 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 extremités. 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 : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ kN / ml.}$

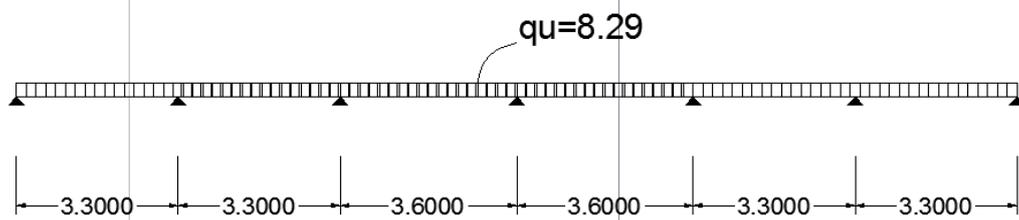


Figure III.1.4 : Schéma de chargement de la poutrelle continue

- **Dimensionnement de la poutrelle**

h : hauteur de la poutrelle (16+4)

h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm)

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm)

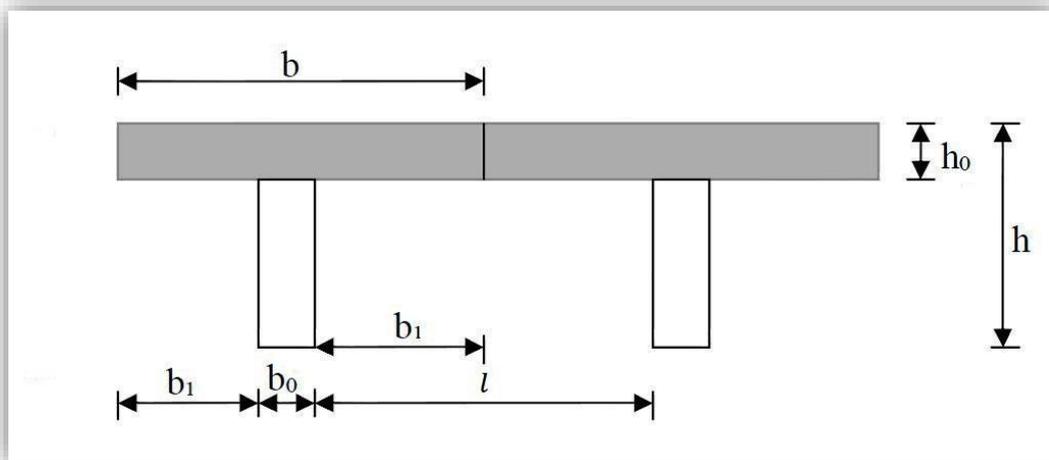


Figure III.1.5 : Dimensions de la poutrelle

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

Avec : l_0 : distance entre axe des poutrelles $\longrightarrow l_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$

l : Portée libre entre nus. $\longrightarrow l = 360 \text{ cm}$

D'où : $b_1 \leq \min \{36 ; 26.5 ; 32\}$

$b_1 = 26.5 \text{ cm}$

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

III.1.1.1. Plancher à usage commercial

-Charge

-Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ kN/ml}$.

-Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ kN/ml}$.

-Combinaison d'actions

-ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.291 \text{ kN/ml}$

-ELS : $q_s = G + Q = 5.889 \text{ kN/ml}$

-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/m^2 :

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

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

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

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable

\longrightarrow **Condition vérifiée**

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

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

$$\frac{3.3}{3.3} = 1 \checkmark; \quad \frac{3.3}{3.6} = 0.91 \checkmark; \quad \frac{3.6}{3.6} = 1 \checkmark$$

\longrightarrow **Condition vérifiée**

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

Calcul à l'ELU

On fera trois calculs distincts :

- Pour les poutrelles à six travées
- Pour les poutrelles à trois travées
- Pour les poutrelles à deux travées

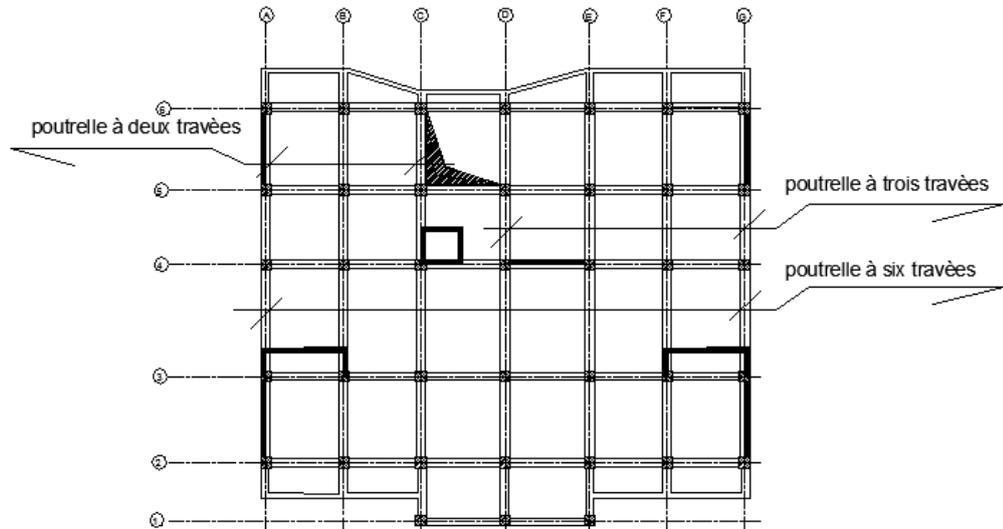
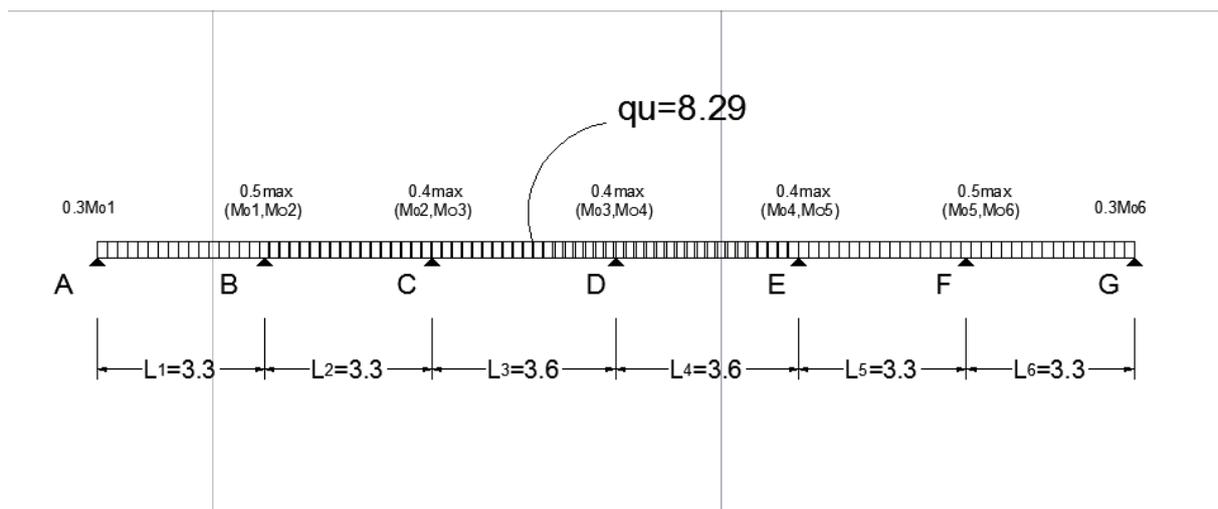


Fig. III.1.6. Plan des poutrelles à étudiés.

Poutrelle(I) à six travées



-Application de la méthode forfaitaire**-Calcul du rapport de charge α**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.275}{3.614+2.275} = 0.386$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$\alpha = 0.386 \rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.116 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.657 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.558 \end{cases}$$

-Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = \frac{qu \times l_{AB}^2}{8} = \frac{8.29 \times 3.3^2}{8} = 11.28 \text{ kN.m}$$

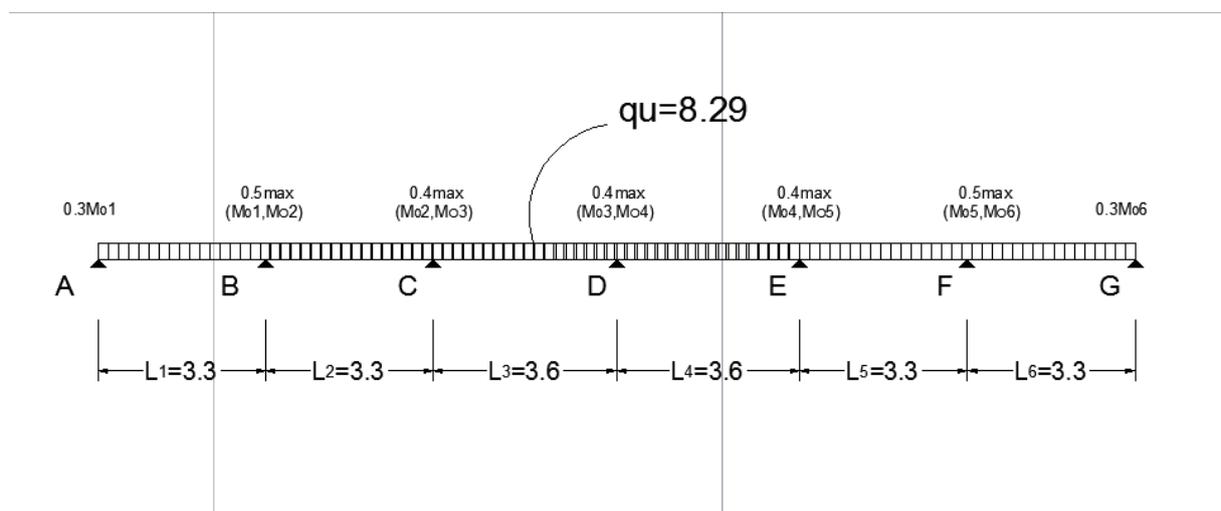
$$M_{02} = \frac{qu \times l_{BC}^2}{8} = \frac{8.29 \times 3.3^2}{8} = 11.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = \frac{qu \times l_{CD}^2}{8} = \frac{8.29 \times 3.6^2}{8} = 13.42 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = \frac{qu \times l_{DE}^2}{8} = \frac{8.29 \times 3.6^2}{8} = 13.42 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = \frac{qu \times l_{EF}^2}{8} = \frac{8.29 \times 3.3^2}{8} = 11.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{06} = \frac{qu \times l_{FG}^2}{8} = \frac{8.29 \times 3.3^2}{8} = 11.28 \text{ kN.m}$$

-Calcul du moment fléchissant**-Moment sur appuis**

$$MA = 0.3 \times 11.28 = 3.384 \text{ kN. m}$$

$$MB = 0.5 \times 11.28 = 5.64 \text{ kN. m}$$

$$MC = 0.4 \times 13.42 = 5.368 \text{ kN. m}$$

$$MD = 0.4 \times 13.42 = 5.368 \text{ kN. m}$$

$$ME = 0.4 \times 13.42 = 5.368 \text{ kN. m}$$

$$MF = 0.5 \times 11.28 = 5.64 \text{ kN. m}$$

$$MG = 0.3 \times 11.28 = 3.384 \text{ kN. m}$$

-Moment en travée

$$M_T + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$$

Remarques

$$Mt \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2} \Rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

$$Mt \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire}$$

Travée AB (travée de rive)

$$Mt_{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01}$$

$$Mt_{AB} \geq \frac{(3.384 + 5.64)}{2} + 1.116 \times 11.28 = 8.08 \text{ kN. m}$$

$$Mt_{AB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_{01}}{2} \Rightarrow Mt_{AB} \geq 0.657 \times 11.28 \Rightarrow Mt_{AB} \geq 7.41$$

Donc : **$Mt_{AB} = 8.08 \text{ kN. m}$**

Travée BC (travée intermédiaire)

$$Mt_{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02}$$

$$Mt_{BC} \geq \frac{(5.64 + 5.368)}{2} + 1.116 \times 11.28 = 7.08 \text{ kN. m}$$

$$Mt_{BC} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{02}}{2} \Rightarrow Mt_{BC} \geq 0.558 \times 11.28 \Rightarrow Mt_{BC} \geq 6.29$$

Donc : **$Mt_{BC} = 7.08 \text{ kN. m}$**

Travée CD (travée intermédiaire)

$$Mt_{CD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03}$$

$$Mt_{CD} \geq \frac{(5.368 + 5.368)}{2} + 1.116 \times 13.42 = 9.61 \text{ kN.m}$$

$$Mt_{CD} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{03}}{2} \Rightarrow Mt_{CD} \geq 0.558 \times 13.42 \Rightarrow Mt_{CD} \geq 7.49$$

Donc : **$Mt_{CD} = 9.61 \text{ kN.m}$**

Travée DE (travée intermédiaire)

$$Mt_{DE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04}$$

$$Mt_{DE} \geq \frac{(5.368 + 5.368)}{2} + 1.116 \times 13.42 = 9.61 \text{ kN.m}$$

$$Mt_{DE} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{04}}{2} \Rightarrow Mt_{DE} \geq 0.558 \times 13.42 \Rightarrow Mt_{DE} \geq 7.49$$

Donc : **$Mt_{DE} = 9.61 \text{ kN.m}$**

Travée EF (travée intermédiaire)

$$Mt_{EF} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{05}$$

$$Mt_{EF} \geq \frac{(5.64 + 5.368)}{2} + 1.116 \times 11.28 = 7.08 \text{ kN.m}$$

$$Mt_{EF} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{05}}{2} \Rightarrow Mt_{EF} \geq 0.558 \times 11.28 \Rightarrow Mt_{EF} \geq 6.29$$

Donc : **$Mt_{EF} = 7.08 \text{ kN.m}$**

Travée FG (travée de rive)

$$Mt_{FG} + \frac{M_F + M_G}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{06}$$

$$Mt_{FG} \geq \frac{(3.384 + 5.64)}{2} + 1.116 \times 11.28 = 8.08 \text{ kN.m}$$

$$Mt_{FG} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_{06}}{2} \Rightarrow Mt_{FG} \geq 0.657 \times 11.28 \Rightarrow Mt_{FG} \geq 7.41$$

Donc : **$Mt_{FG} = 8.08 \text{ kN.m}$**

-Calcul de l'effort tranchant

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad ; \quad \text{Avec : } \theta(x) = \frac{q_u \times l}{2}$$

Travée AB

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{(8.29 \times 3.3)}{2} + \frac{(5.64 - 3.384)}{3.3} = 14.36 \text{ kN}$$

$$T_A = 14.36 \text{ kN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{(8.29 \times 3.3)}{2} + \frac{(5.64 - 3.384)}{3.3} = -12.99 \text{ kN}$$

$$T_B = -12.99 \text{ kN}$$

Travée BC

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{(8.29 \times 3.3)}{2} + \frac{(5.368 - 5.64)}{3.3} = 13.59 \text{ kN}$$

$$T_B = 13.59 \text{ kN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{(8.29 \times 3.3)}{2} + \frac{(5.368 - 5.64)}{3.3} = -13.59 \text{ kN}$$

$$T_C = -13.76 \text{ kN}$$

Travée CD

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{(8.29 \times 3.6)}{2} + \frac{(5.368 - 5.368)}{3.6} = 14.922 \text{ kN}$$

$$T_C = 14.922 \text{ kN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{(8.29 \times 3.6)}{2} + 0 = -14.922 \text{ kN}$$

$$T_D = -14.922 \text{ kN}$$

Travée DE

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{(8.29 \times 3.6)}{2} + \frac{(5.368 - 5.368)}{3.6} = 14.922 \text{ kN}$$

$$T_D = 14.922 \text{ kN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{CD}} = -\frac{(8.29 \times 3.3)}{2} + 0 = -14.922 \text{ kN}; \quad T_E = -14.922 \text{ kN}$$

Travée EF

$$T_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{(8.29 \times 3.3)}{2} + \frac{(5.64 - 5.368)}{3.3} = 13.7609 \text{ kN}$$

$$T_E = 13.7609 \text{ kN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{(8.29 \times 3.3)}{2} + \frac{(5.64 - 3.384)}{3.3} = -13.5961 \text{ kN}$$

$$T_F = -13.5961 \text{ kN}$$

Travée FG

$$T_F = \frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = \frac{(8.29 \times 3.3)}{2} + \frac{(3.384 - 5.64)}{3.3} = 12.99 \text{ kN}$$

$$T_F = 12.99 \text{ kN}$$

$$T_G = -\frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -\frac{(8.29 \times 3.3)}{2} + \frac{(3.384 - 5.64)}{3.3} = -14.36 \text{ kN}$$

$$T_G = -14.36 \text{ kN}$$

Travées	$M_i (\text{kN.m})$	$M_{i+1} (\text{kN.m})$	$M_t (\text{kN.m})$	$T_i \text{ kN}$	$T_{i+1} \text{ kN}$
(A-B) (F-G)	3.384	5.64	8.08	14.38	12.99
(B-C) (E-F)	5.64	5.368	7.08	13.59	13.76
(C-D) (D-E)	5.368	5.368	9.61	14.922	14.922

Tableau III.1.1

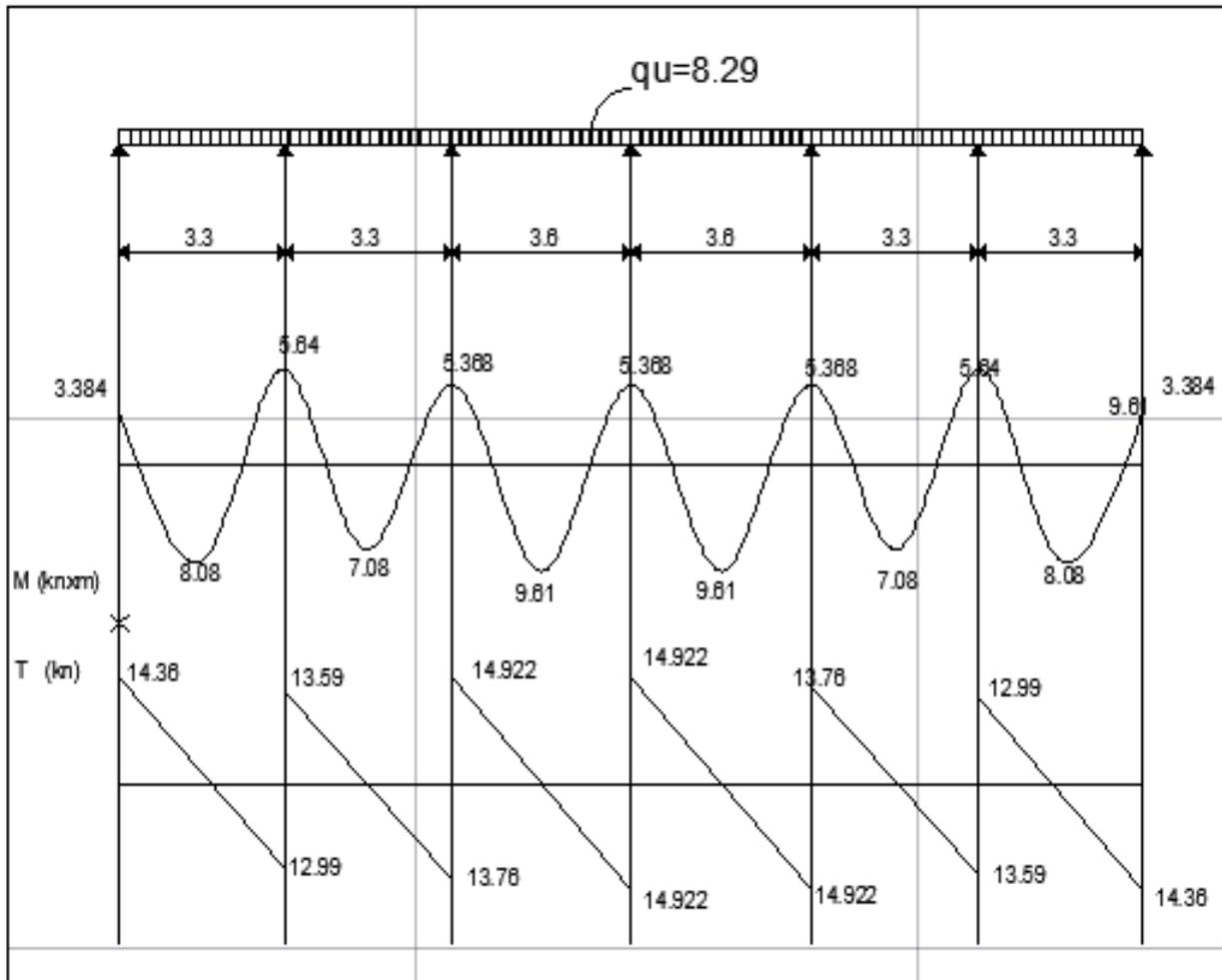


Figure III.1.7: Diagramme des moments fléchissant est effort tranchant à L'ELU

Poutrelle(II) à trois travées

Avec la même démarche, on trouve :

Travées	$M_i(kN.m)$	$M_{i+1}(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_{i+1} kN$	$T_i kN$
(A-B)	-4.026	-6.71	9.61	-14.176	15.667
(B-C)	-6.71	-5.64	6.41	-14.035	13.32
(C-D)	-5.64	-3.384	8.076	-14.36	12.99

Tableau III.1.2

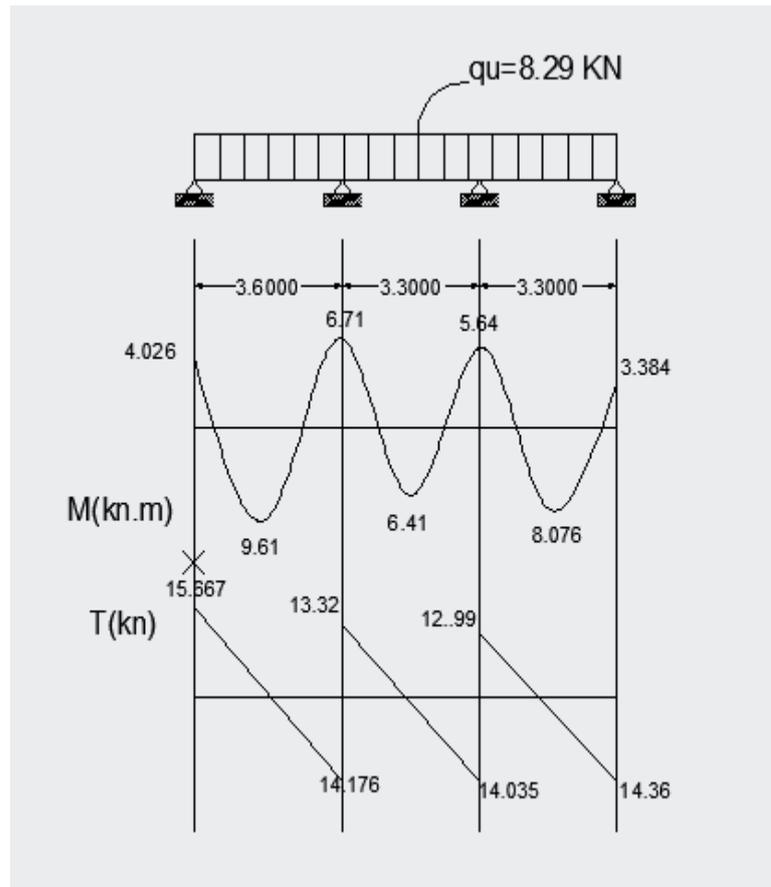


Figure III.1.8: Diagramme des moments fléchissant est effort tranchant à L'ELU

Poutrelle(III) à deux travées

Travées	$M_i(kN.m)$	$M_{i+1}(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_{i+1} kN$	$T_i kN$
(A-B)	-3.384	-6.768	7.51	-12.65	14.70
(B-C)	-6.768	-3.384	7.51	-12.65	14.70

Tableau III.1.3

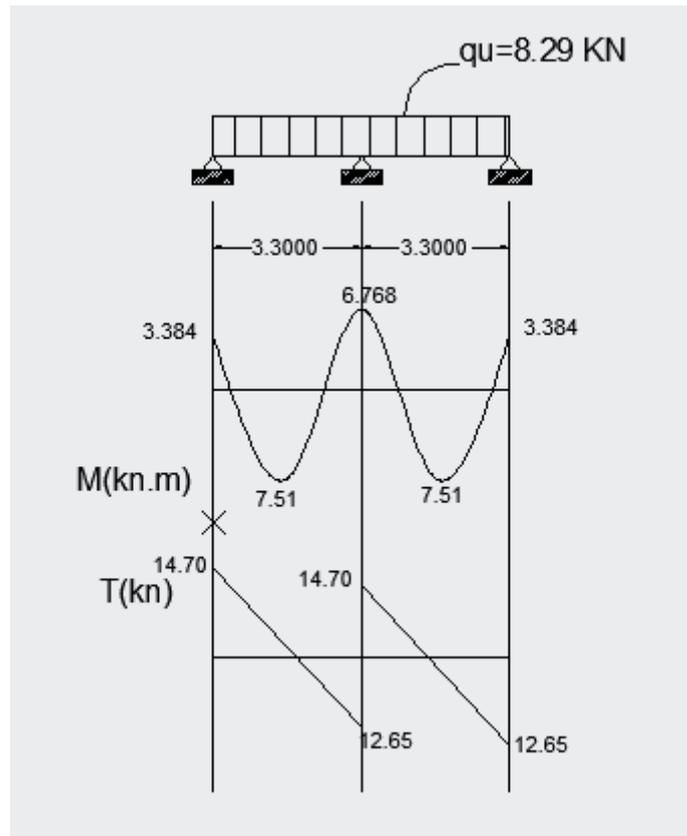


Figure III.1.9: Diagramme des moments fléchissant est effort tranchant à L'ELU

Calcul des armatures L'ELU :

1) Poutrelle(I) à six travées

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 :

Positon 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 A-B) :

Avec $M_t = 8.08 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.08 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100} = 0.027$$

$$\mu = 0,027 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,027 \longrightarrow \beta = 0,9865$$

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

$$A_{st} = \frac{8.08 \times 10^5}{0,9865 \times 18 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_{st} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Soit : 2HA10 = 1.57 cm².

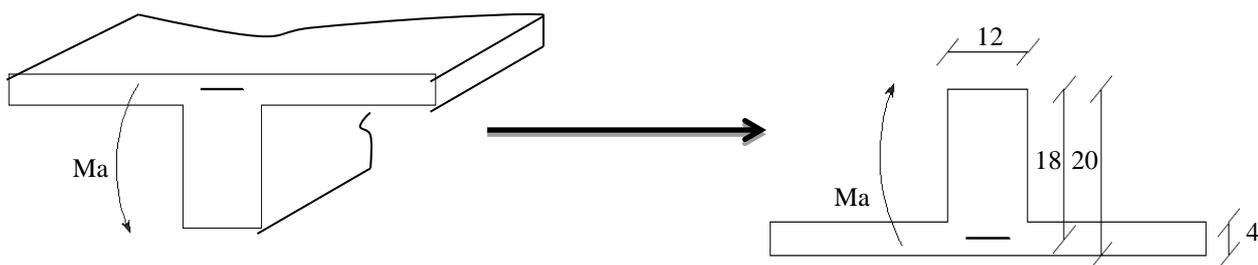
-Aux appuis

Les appuis intermédiaires seront ferrailés avec Ma_{int} .

Les appuis de rives seront ferrailés avec Ma_{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 A et G)

Avec $M_a = 3.384 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.384 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 100} = 0,0611$$

$$\mu = 0,0611 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0611 \longrightarrow \beta = 0,9685$$

$$A_{st1} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st1} = \frac{3.384 \times 10^5}{0,9685 \times 18 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_{st1} = 0,5578 \text{ mm}^2$$

Soit : 1HA10 = 0.78 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	(A-B)	3.3	8.08	0.027	0.9865	1.3	2HA10=1.57
	(B-C)	3.3	7.08	0.0236	0.991	1.113	2HA10=1.57
	(C-D)	3.6	9.61	0.0321	0.984	1.55	2HA10=1.57
	(D-E)	3.6	9.61	0.0321	0.984	1.55	2HA10=1.57
	(E-F)	3.3	7.08	0.0236	0.991	1.113	2HA10=1.57
	(F-G)	3.3	8.08	0.027	0.9865	1.3	2HA10=1.57

Tableau III.1.4

Zone	Appuis	Mu (kN.m)	μ	β	A(cm ²)	A adoptée (cm ²)
Au appuis	A et G	3.384	0.0611	0.9685	0.5578	1HA10=0,79
	B et F	5.64	0.102	0.946	0.952	1HA12=1.13
	C et E	5.368	0.0969	0.9485	0.90	1HA12=1.13
	D	5.368	0.0969	0.9485	0.90	1HA12=1.13

Tableau III.1.5

II-Poutrelle(II) à trois travées :

Zone	Travées	L(m)	Mu (kN.m)	μ	β	A(cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	(A-B)	3.6	9.61	0.0321	0.984	1.55	2HA10=1.57
	(B-C)	3.3	6.41	0.0214	0.990	1.028	2HA10=1.57
	(C-D)	3.3	8.076	0.0269	0.9865	1.3	2HA10=1.57

Tableau III.1.6

Zone	Appuis	Mu (kN.m)	μ	β	A(cm ²)	A adoptée (cm ²)
Au appuis	A	4.026	0.0727	0.963	0.667	1HA10=0,79
	B	6.71	0.12115	0.9355	1.145	1HA14=1.54
	C	5.64	0.102	0.946	0.952	1HA12=1.13
	D	3.384	0.0611	0.9685	0.5578	1HA10=0,79

Tableau III.1.7

Poutrelle(III) à deux travées :

Zone	Travées	L(m)	Mu (kN.m)	μ	β	A(cm ²)	A adoptée (cm)
En travée	(A-B)	3.3	7.51	0.0251	0.9875	1.20	2HA10=1.57
	(B-C)	3.3	7.51	0.0251	0.9875	1.20	2HA10=1.57

Tableau III.1.8

Zone	Appuis	Mu (kN.m)	μ	β	A(cm ²)	A adoptée (cm ²)
Aux appuis	A	3.384	0.0611	0.9685	0.5578	1HA10=0,79
	B	6.768	0.1222	0.9355	1.155	1HA14=1.54
	C	3.384	0.0611	0.9685	0.5578	1HA10=0,79

Tableau III.1.9**III.1.1.2. Plancher à usage bureau****-Charge**

-Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614$ kN /ml.

-Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625$ kN /ml.

-Combinaison d'actions

-ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.3164$ kN /ml

-ELS : $q_s = G + Q = 5.239$ 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	(A-B)	2.9874	4.975	6.90	12.675	-11.47	1.114	2HA10=1.57
	(B-C)	4.975	4.74	6.024	11.999	-12.144	0.971	2HA8=1.01
	(C-D)	4.74	4.74	8.212	13.17	-13.17	1.33	2HA10=1.57
	(D-E)	4.74	4.74	8.212	13.17	-13.17	1.33	2HA10=1.57
	(E-F)	4.74	4.975	6.024	12.144	-11.999	0.971	2HA8=1.01
	(F-G)	4.975	2.9874	6.90	11.47	-12.675	1.114	2HA10=1.57

Tableau III.1.10.

Zone	Appuis	M_u (kN .m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm)
Aux appuis	A	2.9874	0.054	0.972	0.49	1HA8=0.5
	B	4.975	0.09	0.953	0.83	1HA12=1.13
	C	4.74	0.086	0.955	0.79	1HA10=0.79
	D	4.74	0.086	0.955	0.79	1HA10=0.79
	E	4.74	0.086	0.955	0.79	1HA10=0.79
	F	4.975	0.09	0.953	0.83	1HA12=1.13
	G	2.9874	0.054	0.972	0.49	1HA8=0.5

Tableau III.1.11

III.1.1.3. 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.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_{max} (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)	A (cm ²)	A adoptée (cm)
En travées	(A-B)	2.5893	4.3155	5.72	10.98	-9.94	0.922	2HA8=1.01
	(B-C)	4.3155	4.1088	4.96	10.40	-10.525	0.799	2HA8=1.01
	(C-D)	4.1088	4.1088	6.816	11.41	-11.41	1.1	2HA10=1.57
	(D-E)	4.1088	4.1088	6.816	11.41	-11.41	1.1	2HA10=1.57
	(E-F)	4.1088	4.3155	4.96	10.525	-10.40	0.799	2HA8=1.01
	(F-G)	4.3155	2.5893	5.72	9.94	-10.98	0.922	2HA8=1.01

Tableau III.1.12

Zone	Appuis	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm)
Aux appuis	A	2.5893	0.0467	0.9755	0.423	1HA8=0.5
	B	4.3155	0.0779	0.959	0.7184	1HA10=0.79
	C	4.1088	0.0742	0.962	0.682	1HA10=0.79
	D	4.1088	0.0742	0.962	0.682	1HA10=0.79
	E	4.1088	0.0742	0.962	0.682	1HA10=0.79
	F	4.3155	0.0779	0.959	0.7184	1HA10=0.79
	G	2.5893	0.0467	0.9755	0.423	1HA8=0.5

Tableau III.1.13

III.1.1.4. 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.m)	M_{i+1} (kN.m)	M_{max} (kN.m)	T_i (kN)	T_{i+1} (kN)	A (cm ²)	A adoptée (cm)
En travées	(A-B)	2.3904	3.984	5.144	10.14	-9.178	0.83	2HA8=1.01
	(B-C)	3.984	3.7932	4.443	9.60	9.717	0.71	2HA8=1.01
	(C-D)	3.7932	3.7932	6.122	10.53	-10.53	0.99	2HA8=1.01
	(D-E)	3.7932	3.7932	6.122	10.53	-10.53	0.99	2HA8=1.01
	(E-F)	3.7932	3.984	4.443	9.717	-9.60	0.71	2HA8=1.01
	(F-G)	3.984	2.3904	5.144	9.178	-10.14	0.83	2HA8=1.01

Tableau III.1.14

Zone	Appuis	M_u (kN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm)
Aux appuis	A	2.3904	0.4316	0.9785	0.3899	1HA8=0.5
	B	3.984	0.072	0.963	0.66	1HA10=0.79
	C	3.7932	0.685	0.9645	0.627	1HA10=0.79
	D	3.7932	0.685	0.9645	0.627	1HA10=0.79
	E	3.7932	0.685	0.9645	0.627	1HA10=0.79
	F	3.984	0.072	0.963	0.66	1HA10=0.79
	G	2.3904	0.4316	0.9785	0.3899	1HA8=0.5

Tableau III.1.15

Vérification a L'ELU :**1) 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'élasticités garante. 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**

2) 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 :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} \quad \text{avec : } V_{max} = 15.667 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{15.667}{0.12 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.725 \text{ MPa}$$

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

Fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_B} 0.19 f_{c28}^{2/3} = 1.083 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.725 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.083 \text{ MPa}$$

→ **Condition vérifiée**

3) Entrainement 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 utilisé des armatures.

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

$$\mathbf{D'OU : \tau_{se} = \frac{15.667 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 31.42} = 3.07 \text{ MPa}}$$

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

$$\tau_{se} = 3.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée

4) 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}

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}; \quad \text{on prend} \quad : L_s = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

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 $0,4L_s$

Pour les aciers H.A ; donc $L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$,

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

5) 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 .

$$A_{st \text{ adopter}} \geq A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_{u \text{ max}}}{\sigma_{st}} = \frac{15.667 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,45 \text{ cm}^2$$

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

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



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

$$M_{\text{max}} = 9.61 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$$0,9d.V_{u \text{ max}} = 0,9 \times 180 \times 15.667 \times 10^3 = 2,53 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

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



6) Influence de l'effort tranchant sur le béton

(Art A.5.1,313/BAEL91 modifiées 99).

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 15.667 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = \mathbf{1,611 \text{ MPa}}$$

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

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



7) Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire

(Art A.5.1, 322/BAEL91)

On doit vérifier :

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

$$R_u = |V_{Ug}| + |V_{Ud}| = 15.667 + 14.176 = 29.84 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{29.84 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1.534 \text{ MPa}$$

$$\frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21.667 \text{ MPa}$$

$$21.667 \text{ MPa} > 1.591 \text{ MPa}$$

—————> **Condition vérifiée**

8) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure

(Art A.5.1, 322).

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

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} = \frac{15.667 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0.986 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.008 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

—————> **Condition vérifiée**

9) 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 : $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$.

-Espaceur 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 espaceur $S_{t \min} = 15\text{cm}$.**-Pourcentage minimum des armatures transversales**

(Art A.5.1,22/BAEL91modifiées99)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

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

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

$$A_{t \text{ adopté}} = 0,56\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,21\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-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'ELSLa 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 :

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

$$\text{-Pour le plancher a usage commerciale : } I = \frac{5.889}{8.291} = 0.7103$$

-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 trois travées

-Moments fléchissant

-En travée

Pour la travée de rive (A-B) : $M_{\max} = 9.61 \times I = 6.82 \text{ KN.m}$

Pour la travée (B-C) : $M_{\max} = 6.41 \times I = 4.55 \text{ KN.m}$

Pour la travée de rive (C-D) : $M_{\max} = 8.076 \times I = 5.73 \text{ KN.m}$

-Aux appuis

$M1 = -4.026 \times I = -2.85 \text{ KN.m}$

$M2 = -6.71 \times I = -4.76 \text{ KN.m}$

$M3 = -5.64 \times I = -4.006 \text{ KN.m}$

$M4 = -3.384 \times I = -2.403 \text{ KN.m}$

ELS					
Travées	$M_i(\text{kN. m})$	$M_{i+1}(\text{kN. m})$	$M_t(\text{kN. m})$	$T_{i+1} \text{ kN}$	$T_i \text{ kN}$
(A-B)	-2.85	-4.76	6.82	-10.06	11.128
(B-C)	-4.76	-4.006	4.55	-9.97	9.46
(C-D)	-4.006	-2.403	4.006	-10.19	9.226

Tableau III.1.16

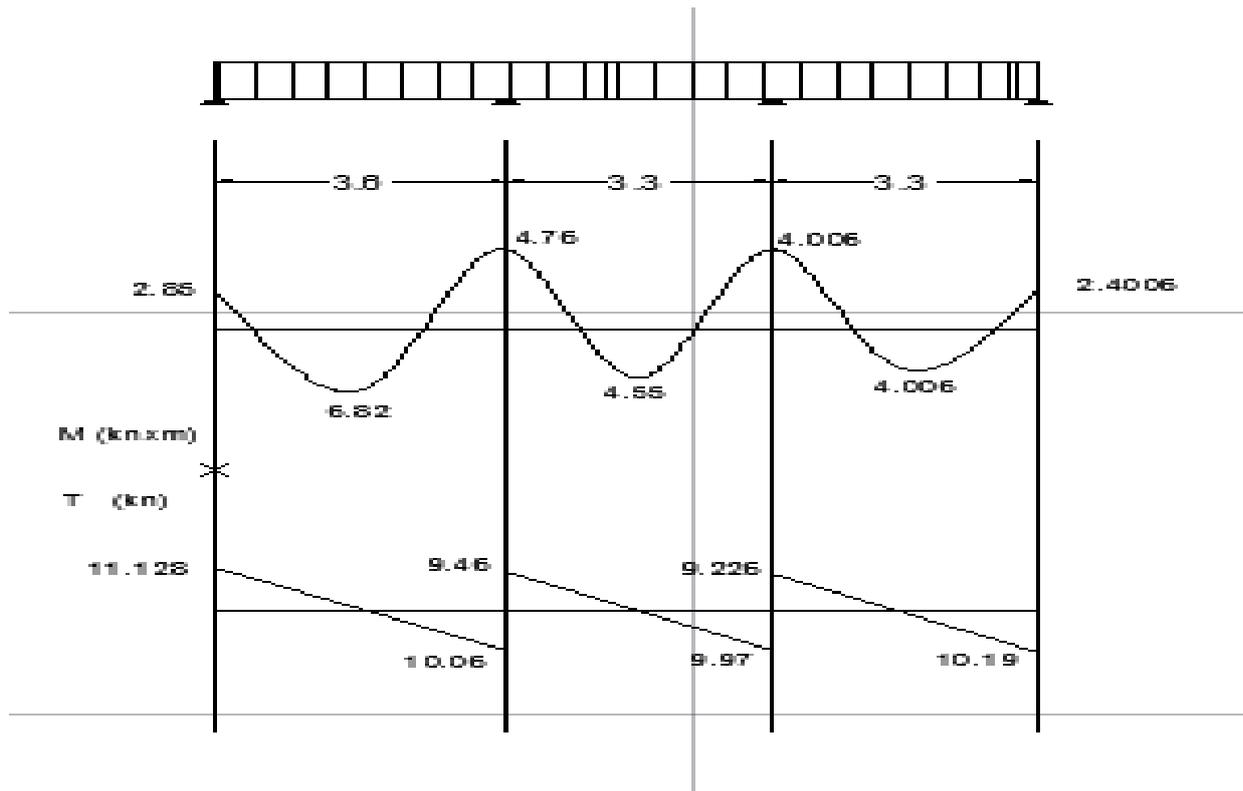


Figure III.1.10 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

-Poutrelle(II) à deux travées

-Moments fléchissant

-En travée

Pour la travée de rive (A-B) : $M_{\max} = 7.51 \times I = 5.33 \text{ kN.m}$

Pour la travée (B-C) : $M_{\max} = 7.51 \times I = 5.33 \text{ kN.m}$

-Aux appuis

$M_1 = -3.384 \times I = -2.40 \text{ kN.m}$

$M_2 = -6.768 \times I = -4.80 \text{ kN.m}$

$M_3 = -3.384 \times I = -2.40 \text{ kN.m}$

ELS					
Travées	$M_i(kN.m)$	$M_{i+1}(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_{i+1} kN$	$T_i kN$
(A-B)	-2.40	-4.80	5.33	-8.98	10.44
(B-C)	-4.80	-2.40	5.33	-8.98	10.44

Tableau III.1.17

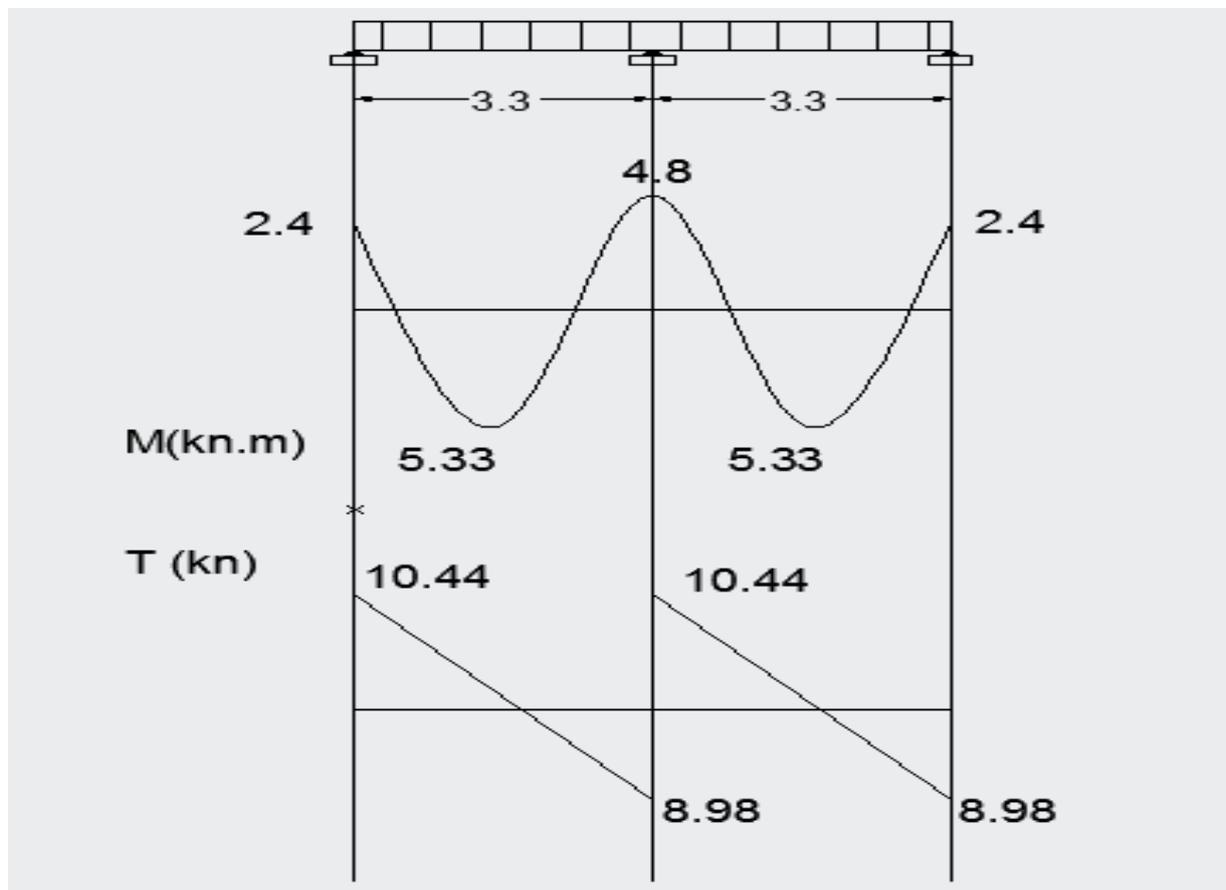


Figure III.1.11 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

-Poutrelle(III) à six travées**-Moments fléchissant****-En travée**

Pour la travée (A-B) = (F-G) : $M_{\max} = 8.08 \times I = 5.74 \text{ kN.m}$

Pour la travée (B-C) = (E-F) : $M_{\max} = 7.08 \times I = 5.03 \text{ kN.m}$

Pour la travée (C-D) = (D-E) : $M_{\max} = 9.61 \times I = 6.82 \text{ kN.m}$

-Aux appuis

$M_A = M_G = -3.384 \times I = -2.40 \text{ kN.m}$

$M_B = M_F = -5.64 \times I = -4.006 \text{ kN.m}$

$M_C = M_E = -5.368 \times I = -3.81 \text{ kN.m}$

$M_G = -5.368 \times I = -3.81 \text{ kN.m}$

ELS					
Travées	$M_i(\text{kN. m})$	$M_{i+1}(\text{kN. m})$	$M_t(\text{kN. m})$	$T_i \text{ kN}$	$T_{i+1} \text{ kN}$
(A-B) (G-F)	-2.40	-4.006	5.74	10.21	-9.22
(B-C) (F-E)	-4.006	-3.81	5.03	9.65	-9.77
(C-D) (E-D)	-3.81	-3.81	6.82	10.59	-10.59

Tableau III.1.18

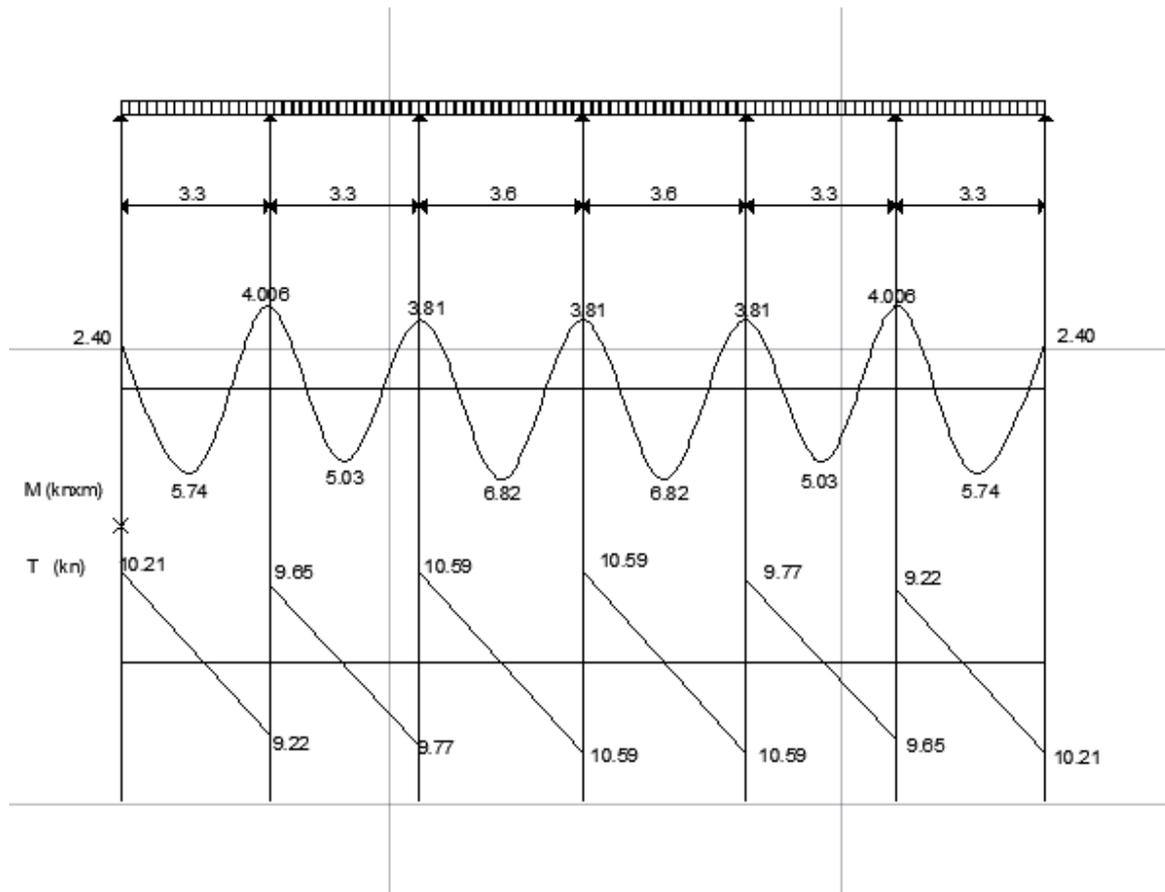


Figure III.1.12 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

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

ELS					
Travées	$M_i(kN.m)$	$M_{i+1}(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_i kN$	$T_{i+1} kN$
(A-B) (G-F)	-2.1395	-3.563	4.94	9.077	-8.214
(B-C) (F-E)	-3.563	-3.3947	4.314	8.593	-8.6975
(C-D) (E-D)	-3.3947	-3.3947	5.881	9.432	9.432

Tableau III.1.19 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

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

ELS					
Travées	$M_i(kN.m)$	$M_{i+1}(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_i kN$	$T_{i+1} kN$
(A-B) (G-F)	-1.8738	-3.123	4.139	7.946	-7.193
(B-C) (F-E)	-3.123	-2.973	3.59	7.526	-7.617
(C-D) (E-D)	-2.973	-2.973	4.933	8.257	-8.257

Tableau III.1.20 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

- Pour le plancher terrasse : $I = 0.7284$

ELS					
Travées	$M_i(kN.m)$	$M_{i+1}(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_i kN$	$T_{i+1} kN$
(A-B) (G-F)	-1.741	-2.9019	3.747	7.386	-6.685
(B-C) (F-E)	-2.9019	-2.763	3.236	6.99	-7.077
(C-D) (E-D)	-2.763	-2.763	4.46	7.67	-7.67

Tableau III.1.21 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

1) 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.

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

-En travée :

-Contrainte dans l'acier

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

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6,82 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} = 275,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 275,48 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Contrainte dans le béton

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

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{275,48}{25,32} \Rightarrow \sigma_{bc} = 10,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,88 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-En appuis

-Contrainte dans l'acier

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4,76 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 154} = 195,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 195,8 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Contrainte dans le béton

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{195,88}{25,65} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.63 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) 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 états intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérification les trois conditions suivantes :

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

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,0555$$

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition 1 vérifiée}$$

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

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

$$\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{3,6}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition 2 vérifiée}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{9.61}{15 \times 13.42} = 0.0477$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition 3 vérifiée}$$

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

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.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.

III.2.1. Terminologie

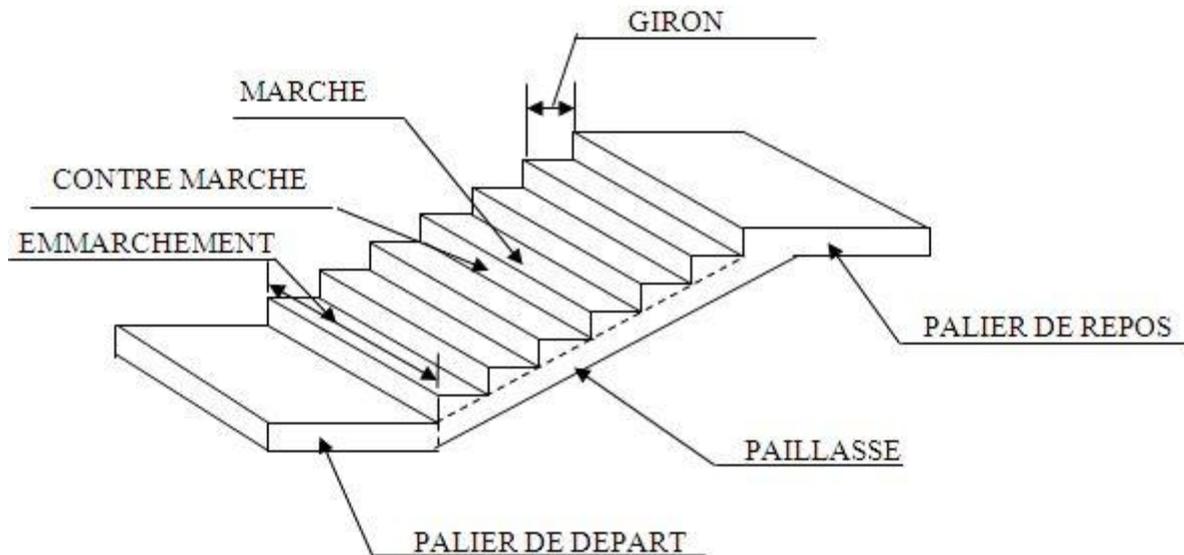


Fig.III.2.1. Schéma de l'escalier

-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'emmarchement (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 $E \geq 1m$.

La paillasse : est une dalle inclinée béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.2.2. Escalier étages courants

III.2.2.1. Présentation schématique

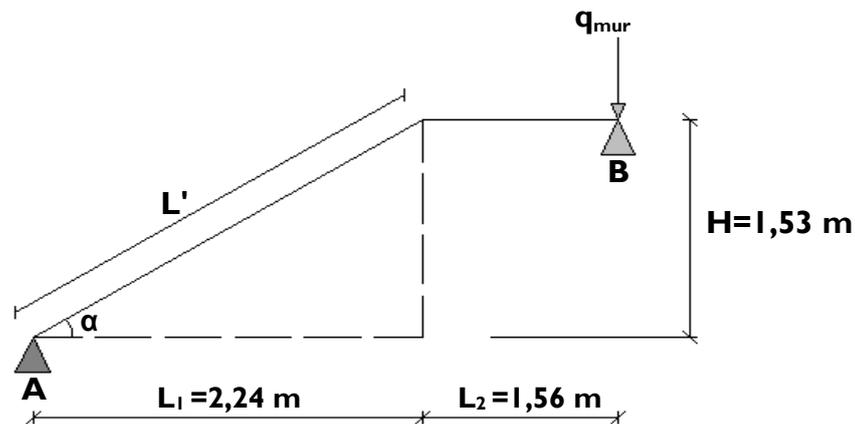


Fig.III.2.2. Schéma statique d'escalier

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 $h=17\text{cm}$

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

Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

a) Loi de BLONDEL

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où 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 $g = 30\text{cm}$.

a).1. 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.

III.2.2.2. Dimensionnement de la paillasse est du palier

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 : $L = L' + L_2 = 275,85 + 145 = 3420,85 \text{ cm.}$

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

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

III.2.2.3. Détermination des sollicitations de calcul

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti 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 et surcharges

a).1. Palier

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

-Poids du revêtement

(mortier + carrelage + lit de sable) :

$$(0,60 + 0,40 + 0,66) \times 1 = 1,66 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\underline{G_{\text{palier}} = 5.41 \text{ kN/ml}}}$$

-poids du mur : $1,30 \times 1 = 1.3 \text{ kN/ml}$

a).2. Volée :

-Poids de la paillasse :

$$G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} \times 1 = 25 \times \frac{0,15}{\cos 29,54^\circ} \times 1 = 4.44 \text{ kN/ml}$$

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

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

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

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

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

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

a).3. Surcharges d'exploitations

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

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

b) Combinaison des charges et surcharges

-Etat limite ultime ELU

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

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

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

-Etat limite service ELS

$$\text{Palier : } q_s = G + Q = 5,41 + 2,5 = 7,91 \text{ kN/ml};$$

$$\text{Volée : } q_s = G + Q = 8,00 + 2,5 = 10,50 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Mur : } q_{s \text{ mur}} = 1 \times 1,30 = 1,30 \text{ kN/ml}$$

III.2.2.4. Calcul des efforts internes à L'ELU

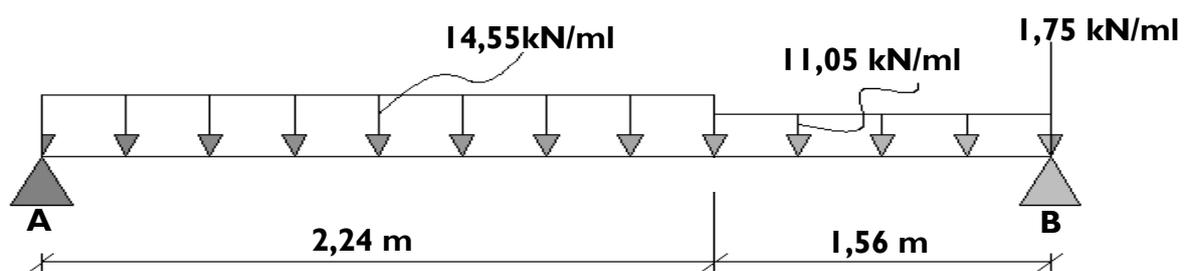


Fig.III.2.3. Schéma statique de calcul.

a) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 2,24 \times 14,55 + 1,56 \times 11,05 + 1,75 = 51,58 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/A} = 0.$$

$$\Rightarrow R_B(3.8) - 11,05 \times 1,56 \left(\frac{1,56}{2} + 2,24 \right) - 14,55 \times 2,24 \left(\frac{2,24}{2} \right) - 1,75(2,24 + 1,56) = 0$$

$$R_B = 25.055 \text{ kN}$$

$$R_A = 26.53 \text{ kN}$$

b) Efforts tranchants et moments fléchissant

-Efforts tranchants

-1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,24 \text{ m}$

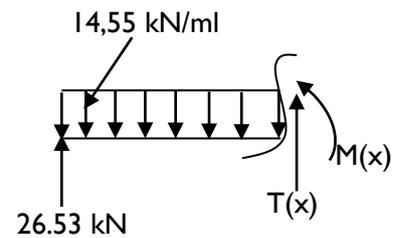
$$T(x) + 26.53 - 14,55x = 0$$

$$T(x) = 14,55x - 26.53$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \Rightarrow T(0) = -26.53 \text{ kN} \\ \text{Pour } X = 2.40 & \Rightarrow T(2,24) = 6,06 \text{ kN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow 14,55x - 26.53 = 0$$

$$x = 1,82 \text{ m}$$

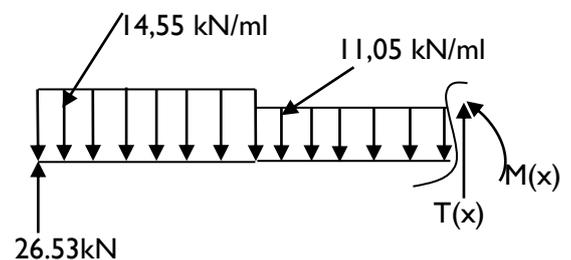


-2^{eme} tronçon : $2,24 \text{ m} \leq x \leq 3,8 \text{ m}$

$$T(x) + 26.53 - 14,55(2,24) - 11,05(x - 2,24) = 0$$

$$T(x) = 14,55(2,24) + 11,05(x - 2,24) - 26.53$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 2,40 & \Rightarrow T(2,40) = 6,06 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 3,85 & \Rightarrow T(3,8) = 23.3 \text{ kN} \end{cases}$$



-Le moment fléchissant

-Le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,24 \text{ m}$

$$M(x) - 26.53x + 14,55x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 26.53x - 14,55 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 2,24 \text{ m} & \Rightarrow M(2,24) = 22.92 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Le moment max : } x = 1,82 \text{ m} \quad M(1,82) = 24.186 \text{ kN.m}$$

-Le 2^{eme} tronçon : $2,24 \text{ m} \leq x \leq 3,8 \text{ m}$

$$M(x) - 26.53x + 14,55(2,24) \left(x - \frac{2,24}{2} \right) + \frac{11,05}{2}(x - 2,24)^2 = 0$$

$$M(x) = 26.53x - 14.55(2.24)\left(x - \frac{2.24}{2}\right) - \frac{11.05}{2}(x - 2.24)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 2.24 \text{ m} \quad \rightarrow M(2.24) = 22.92 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 3.8 \text{ m} \quad \rightarrow M(3.8) = 0 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

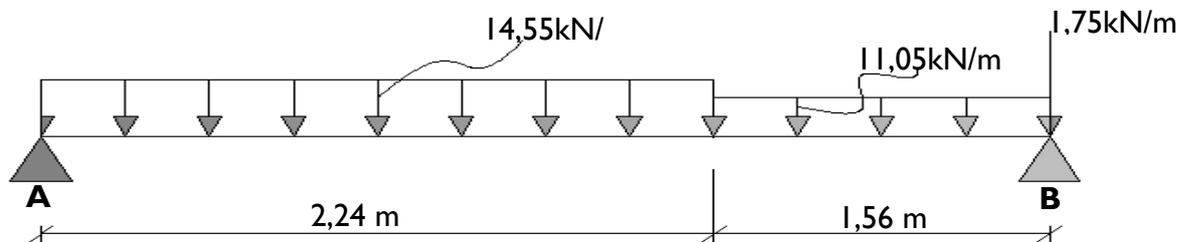
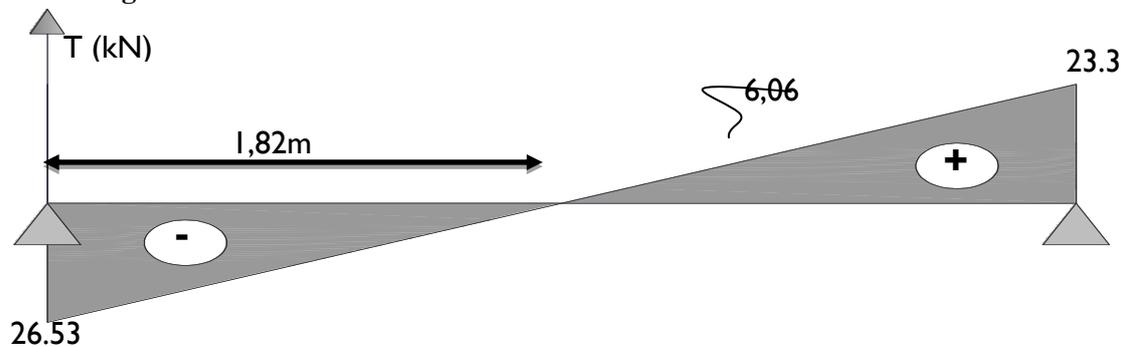
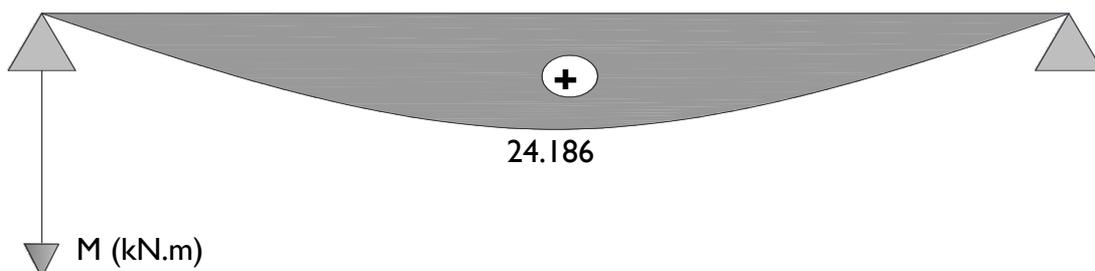
Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment.

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

En appui (A): $M_{ua} = -0,3M_u^{\max} = -0,3(24.186) = -7.2558 \text{ kN.m}$

En travées : $M_{ut} = 0,85M_u^{\max} = 0,85(24.186) = 20.558 \text{ kN.m}$

En appui (B) $M_{ub} = -0,3M_u^{\max} = -0,3(24.186) = -7.2558 \text{ kN.m}$.

c) Diagramme des efforts internes à l'ELU**1. Diagramme efforts tranchants****2. Diagramme moment fléchissant**

3. Diagramme corrigé moment fléchissant

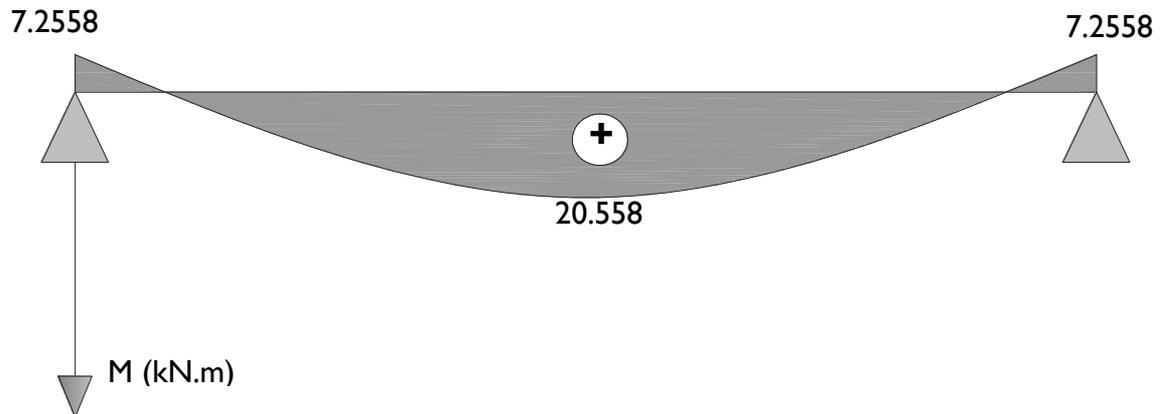


Fig.III.2.4. Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.2.2.5. Ferrailage

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

a) Armatures longitudinales

-En appui

$$M_{uapp} = 7.2558 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.2558 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,0299$$

$$\mu_b = 0,0299 < \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \text{(SSA).}$$

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

$$\mu_b = 0,0299 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,985$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,2558 \times 10^5}{0,985 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,62 \text{ cm}^2.$$

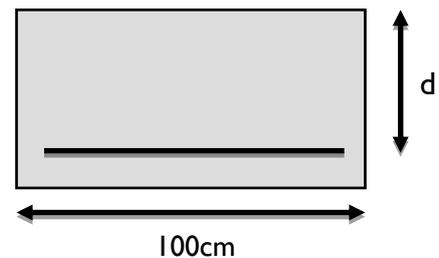
Soit : $A_s = 5 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on met 6HA8 avec un espacement de 25 cm pour une largeur d'embranchement de 1,30m

-En travée

$$M_{ut} = 20.558 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.558 \times 10^6}{1000(130)^2 14,2} = 0,0856$$



$$\mu_b = 0,0856 < \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \quad (\text{SSA}).$$

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

$$\mu_b = 0,0856 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,955$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.558 \times 10^5}{0,955 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 4.75 \text{ cm}^2$$

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

Donc on met 6HA12 avec un espacement de 25 cm pour une largeur d'embranchement de 1,30m.

b) Armatures de répartition

$$\text{-Aux appuis} \quad \frac{A_a}{4} \leq A_r$$

$$A_{\min} = 0,785 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit : } 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ Avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$

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

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

III.2.2.6. Vérifications à l'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiées 99)

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

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

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

$$\text{Aux appuis : } A_a = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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 ; $T_u = 26.53 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{26.53 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,204 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,47 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313/BAEL 91 modifiées 99)

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

$$T_{\max} = 26.53 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_{\max}}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 26.53 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 130} = 4,53 \text{ MPa}$$

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

Condition vérifiée.

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

On doit vérifier que :

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

$$\frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(26.53 + \frac{-7.2558}{0,9 \times 0,13} \right) \times 10^3 (< 0)$$

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 :

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

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

Avec :

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

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d.\sum u} = \frac{26.53 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 12 \times \pi \times 5} = 1,20 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec :}$$

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

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

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**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{En travées : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} e \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

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.

III.2.2.7. Calcul des efforts internes à l'ELS**a) Combinaison de charges à l'ELS**

$$\text{Palier : } q_s = G + Q = 5,41 + 2,5 = 7,91 \text{ kN/ml}$$

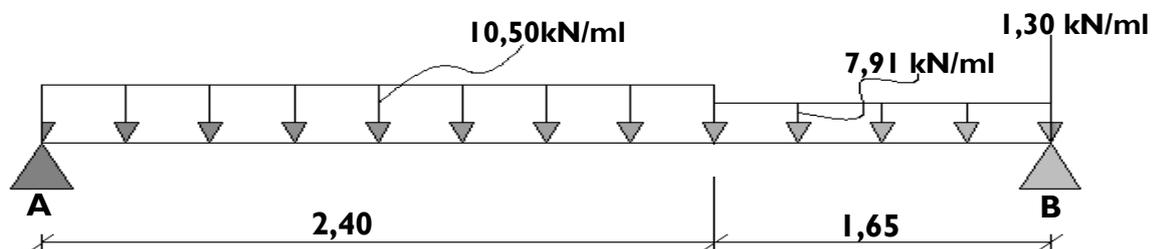
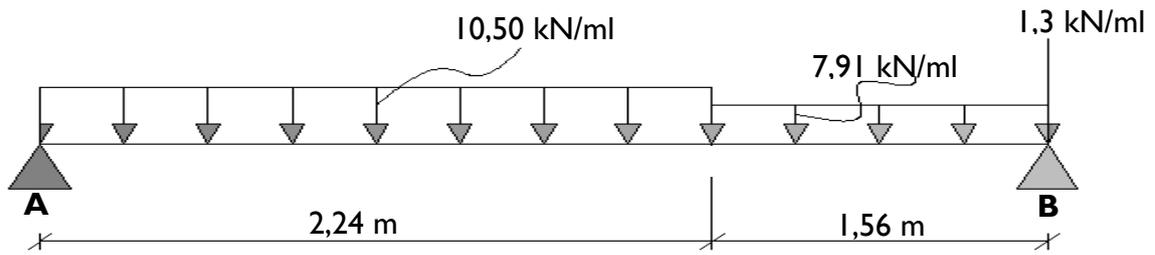


Fig.III.2.5. Schéma statique de calcul.

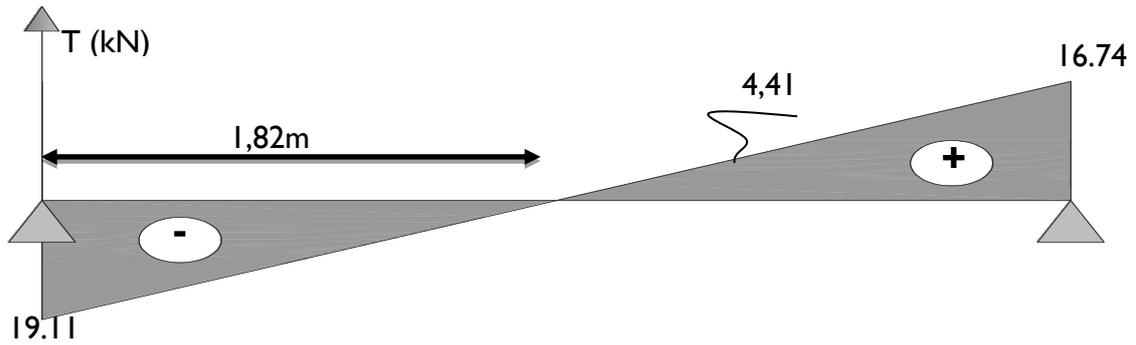
En suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS ;

On aura :

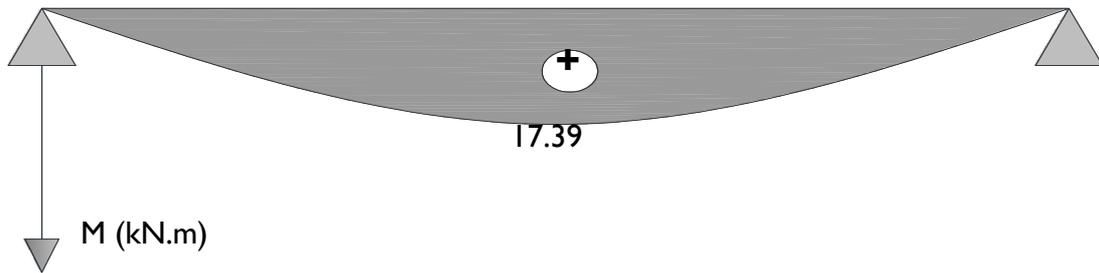
b) Diagramme des efforts internes à l'ELS



b).1. Diagramme efforts tranchants



b).2. Diagramme moment fléchissant



b).3. Diagramme corrigé moment fléchissant

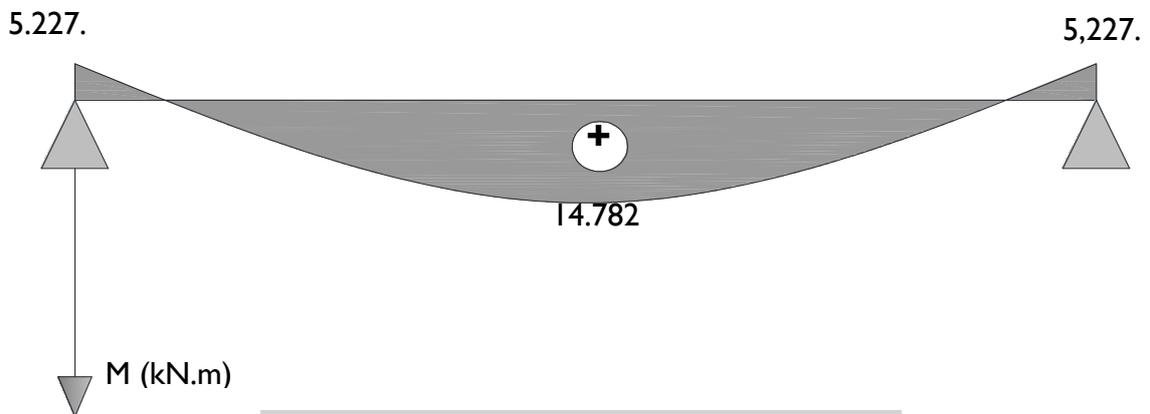


Fig.III.2.6. Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.2.2.8 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

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0,193 \longrightarrow K = 0,018 \text{ et } \beta_1 = 0,929$$

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

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,22 \times 10^3}{0,929 \times 13 \times 2.51} = 172,20 \text{ MPa}$$

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

—————> **Condition vérifiée.**

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,018 \times 172,2 = 2,775 \text{ MPa}$

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

—————> **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 :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_s} = \frac{14,78 \times 10^3}{0,9085 \times 13 \times 5,65} = 221,49 \text{ MPa } \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

—————> **Condition vérifiée.**

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,025 \times 221,49 = 5,537 \text{ MPa}$

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

—————> **Condition vérifiée.**

b) Vérification de la flèche dans la pailasse

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 = 3.8 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 14.78kN.m) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{380} = 0,039 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$$

Condition pas vérifiée.

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76cm$$

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

Avec :

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

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

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

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

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

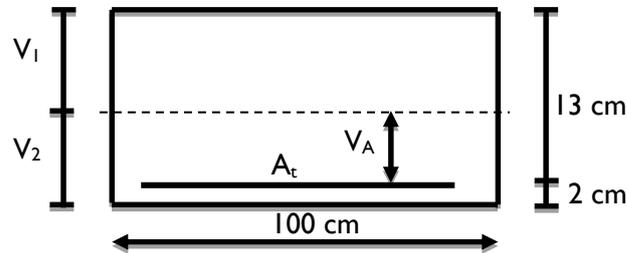


Fig.III.2.7. Schéma de calcul des escaliers.

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

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

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)

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_t} = \frac{14,78 \times 10^6}{0,9001 \times 130 \times 556} = 227,17 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{14,78 \times 10^5 (380)^2}{10 \times 10818,86 \times 32914,11 \times 10^2} = 0,59 \text{ cm}$$

$$f = 5,9 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,10 \text{ mm}$$



Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.3. La poutre palière

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

III.3.1. Pré dimensionnement

III.3.1.1. 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.

$$L_{\max} = 360\text{cm} \longrightarrow \frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \quad \text{donc : } 22\text{cm} \leq h_t \leq 33\text{cm}$$

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

III.3.1.2. 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

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

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

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

III.3.1.3. 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

III.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 $T_u = 23,3\text{ kN/ml}$

ELS $T_s = 16,74\text{ kN/m}$

III.3.3. Calcul à l'ELU**III.3.3.1. Combinaison de charges**

-ELU : $q_u = 1,35G + T_u = (1,35 \times 2,625) + 23,3 = 26,84 \text{ kN}$

$$q_u = 26,84 \text{ kN/ml}$$

-ELS : $q_s = G + T_s = 2,625 + 16,74 = 19,365 \text{ kN}$

$$q_s = 19,365 \text{ kN/ml}$$

III.3.3.2. Calcul des efforts internes à l'ELU**-Moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{23,3 \times (3,3)^2}{8} = 31,71 \text{ kN.m}$$

-Effort tranchant

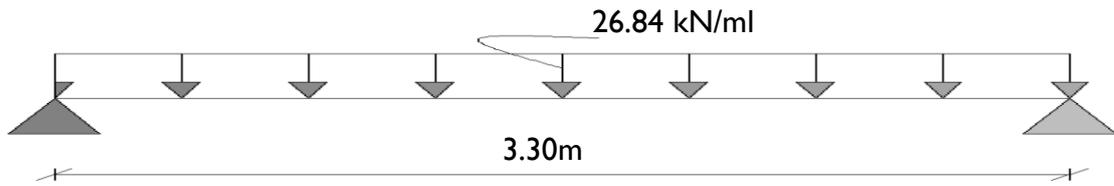
$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{23,3 \times 3,3}{2} = 38,445 \text{ kN}$$

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

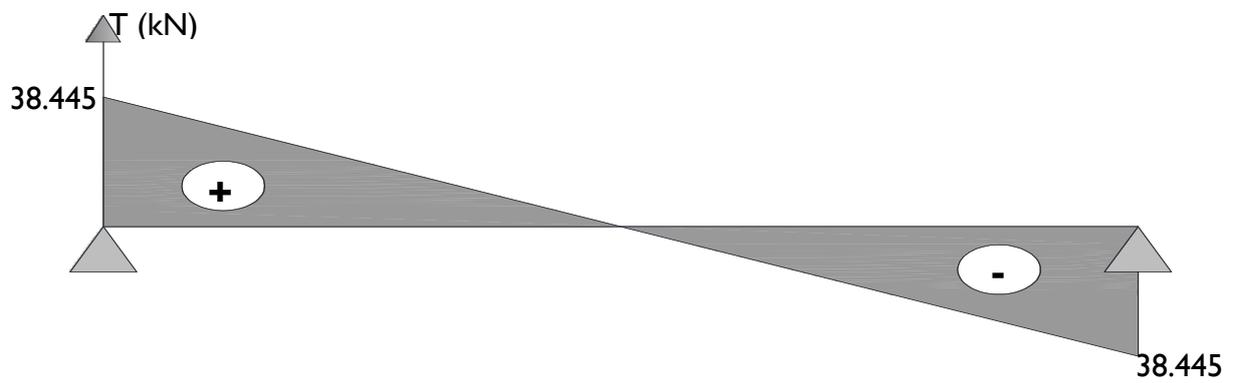
-Sur appuis : $M_u = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 31,71 = -9,513 \text{ kN.m}$

-En travée : $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 31,71 = 26,95 \text{ kN.m}$

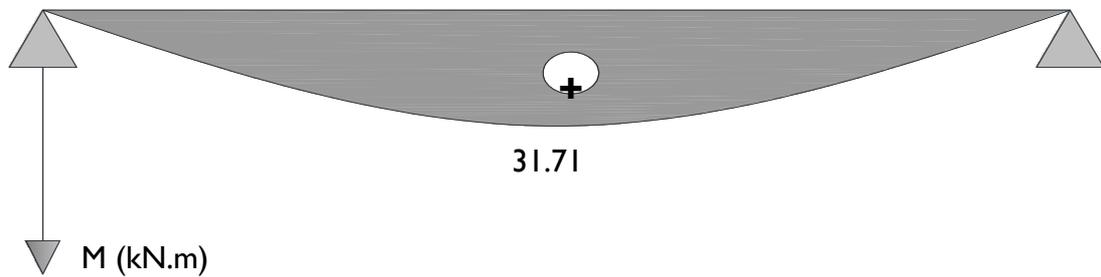
III.3.3.3. Diagramme des sollicitations



a) Diagramme efforts tranchants



b) Diagramme moment fléchissant



c) Diagramme corrigé moment fléchissant

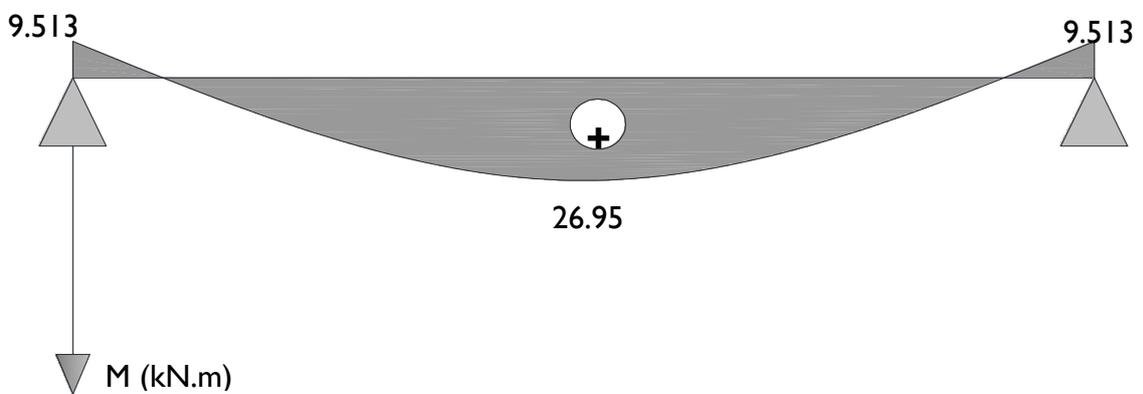


Fig.III.3.1. Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.3.3.4. Ferrailage à L'ELU**-En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26.95 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,058 \quad \mu_1 = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,058 \longrightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.95 \times 10^3}{0,970 \times 33 \times 348} = 2,42 \text{ cm}^2.$$

Soit : 3 HA12 = 3,39 cm²**-Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.513 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,02 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow SSA.$$

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

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.513 \times 10^3}{0,99 \times 33 \times 348} = 0,834 \text{ cm}^2.$$

Soit : A_{app} = 3HA10 = 2,35 cm²**-Le RPA99 (Art 7.5.2.1 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.

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



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

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



III.3.3.5. 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).

$$T_u^{\max} = 38,445 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{38,445 \times 10}{30 \times 33} = 0,39 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{38,445 \times 10}{0,9 \times 33 \times 3,14 \times 3 \times 1} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{38.445 \times 10^3 - \frac{9.513 \times 10^6}{0,9 \times 330}}{348} = 18.43 \text{ mm}^2 = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \geq A_u = 0,18 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée****-Influence sur le béton**

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

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 30 \times 33 \times \frac{25}{1,5} = 594 \text{ kN} \geq 38.445 \text{ kN}$$

**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) :

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

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

III.3.4. Calcul à l'ELS

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

III.3.4.1. Calcul du moment et d'effort

$$q_s = 19.365 \text{ kN/ml}$$

-Moment isostatique :

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{19.365 \times 3.3^2}{8} = 26.36 \text{ kN.m}$$

-Effort tranchant :

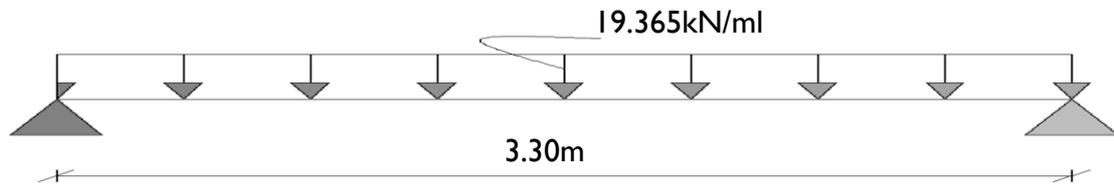
$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{19.365 \times 3.3}{2} = 31.95 \text{ kN}$$

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

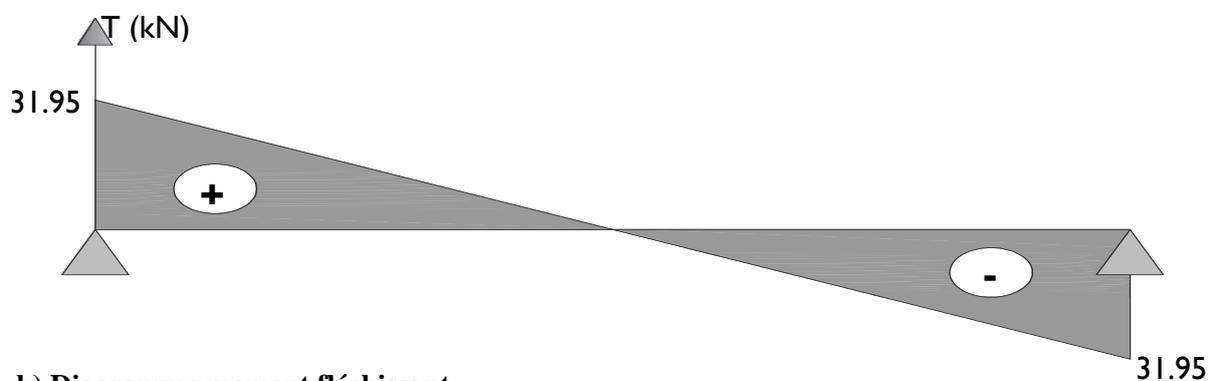
Sur appuis : $M_{sa} = -0,3 \times M_S^{\max} = -0,3 \times 17,31 = -7.91 \text{ kN.m}$

En travée : $M_{st} = 0,85 \times M_S^{\max} = 0,85 \times 17,31 = 22.40 \text{ kN.m}$

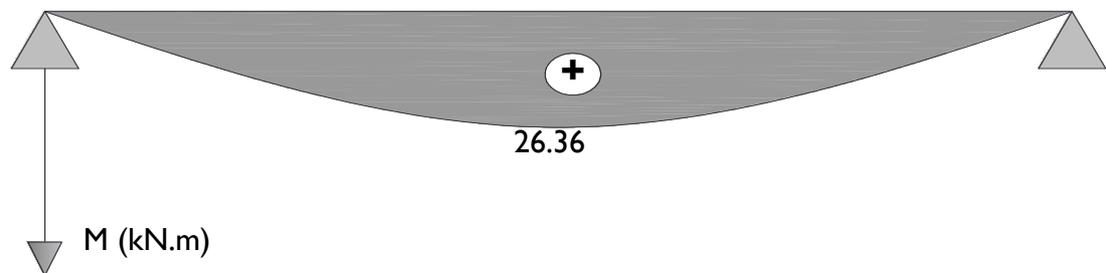
III.3.4.2. Diagramme des sollicitations



a) Diagramme efforts tranchants



b) Diagramme moment fléchissant



c) Diagramme corrigé moment fléchissant

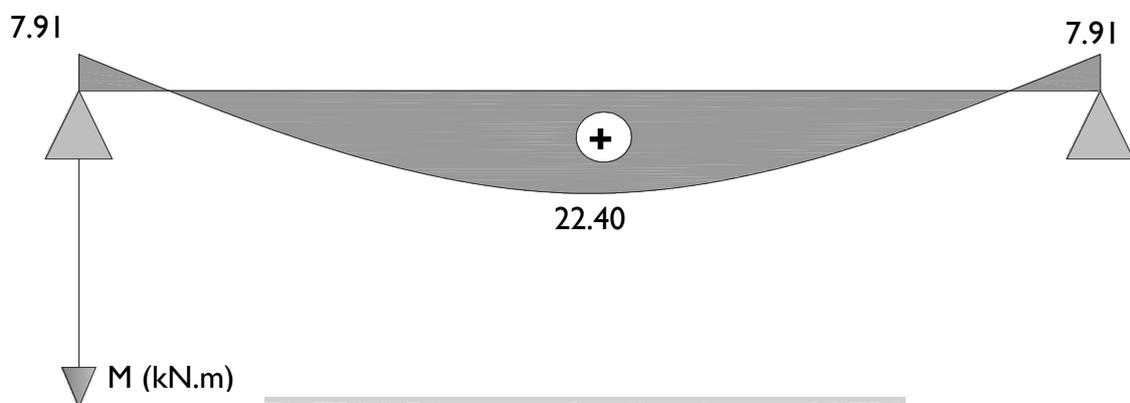


Fig.III.3.2. Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.3.4. 3. 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) :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0,106 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$


Condition vérifiée

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0,106 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{22.40}{10 \times 26.36} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$


Condition vérifiée

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


Condition vérifiée

b) Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 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 :

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

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

Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2$, $M_a = - 7.91 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 33} = 0,237$$

$$\rho = 0,237 \rightarrow \beta = 0,922 \rightarrow \alpha = 0,234 \rightarrow k = 0,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{7.91 \times 10^3}{2,35 \times 0,922 \times 33} = 110.627 \text{ Mpa}, \sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,02 \times 110.627 = 2.21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.21 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

—————┐—————→ **Condition vérifiée**

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.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 1m de la rue sous les sollicitations suivantes

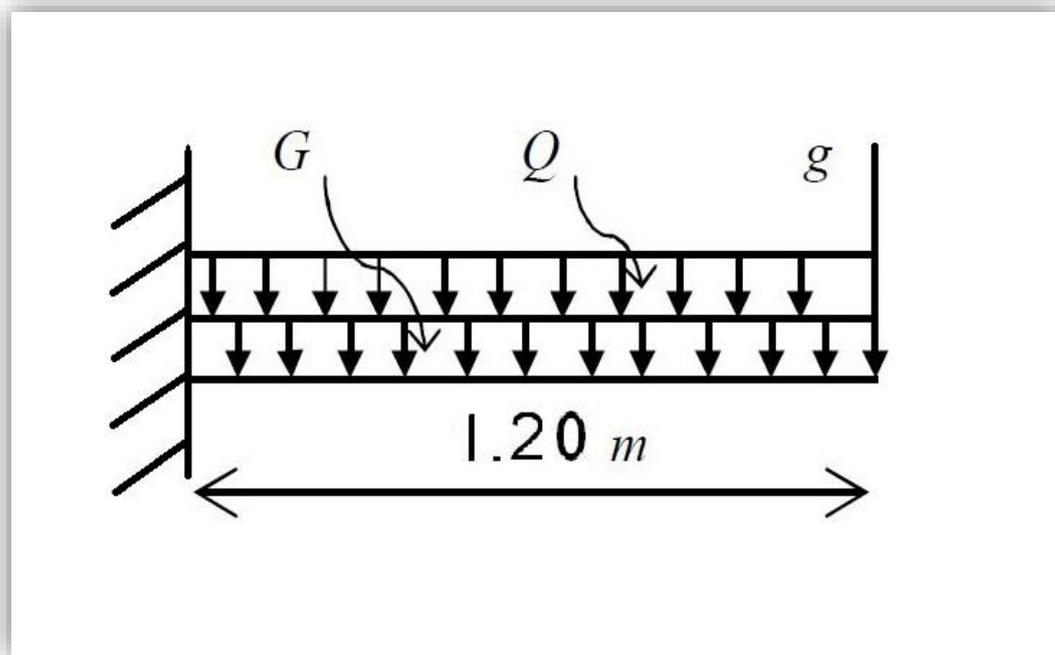


Figure III.4.1. Schéma statique du balcon

G : charge permanente 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.

III.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.

III.4.2. Détermination des charges et surcharges du balcon

III.4.2.1. Charges permanentes

Eléments		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.4.1. Charges permanentes du balcon

III.4.2.2. Charges concentrée (Poids propre du garde-corps)

Eléments	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.4.2. Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

III.4.2.3. Surcharge d'exploitation

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III.4.2.4. COMBINAISONS DE CHARGES

A L'ELU :

La combinaison de charge est : **1.35 G + 1.5 Q**

La dalle :

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.77) + (1.5 \times 3.5) = 13.04 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps :

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

AL'ELS:

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

La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 5.77 + 3.5 = 9.27 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps :

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

III.4.3. Calcul des moments fléchissant

AL'ELU :

$$M_u = \frac{Q_u L^2}{2} + G_u x l$$

$$M_u = \frac{13.04 \times (1.2)^2}{2} + 2.187 \times 1.2 = 12.0132 \text{ KN.ml}$$

AL'ELS:

$$M_s = \frac{Q_s L^2}{2} + G_s x l$$

$$M_s = \frac{9.27 \times (1.2)^2}{2} + 1.62 \times 1.2 = 8.62 \text{ KN.ml}$$

III.4.4. Ferrailage

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

-Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.0132 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.05$$

$$\mu_u = 0.0528 < \mu_l = 0.392 \quad \Leftrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.05 \quad \Leftrightarrow \quad \beta = 0.974.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.0132 \times 10^3}{0.974 \cdot 13 \cdot 348} = 2.725 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 3.14 cm² ; Avec : St = 25 cm

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s \text{ adoptée}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 = 2.01 cm² ; Avec : St = 25 cm

III.4.5. Vérifications à l'ELU**III.4.5.1. Conditions de non fragilité (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)**

$$A_{\text{MIN}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$


Condition vérifiée.
III.4.5.2. Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma \mu_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (13.04 \times 1.2) + 2.187 = 17.835 \text{ KN}$$

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 10 = 125.66 \text{ mm}$$

$$\text{D'OU : } \tau_{se} = \frac{17.835 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.66} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$


Condition vérifiée.
III.4.5.3. Vérification au cisaillement (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17.835 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$


Condition vérifiée.

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.6. Vérifications à l'ELS**III.4.6.1. 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

$$-\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.0132}{8.62} = 1.39$$

$$\mu_u = 0.05 \quad \Leftrightarrow \quad \alpha = 0.0641$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.0641 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445$$

Condition vérifiée.

III.4.6.2. Longueur de scellement

La longueur de scellement droit est donnée par :

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

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm} \quad \text{soit : } l_s = 36 \text{ cm}$$

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 :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ cm}$$

\Leftrightarrow On adopte : $l_r = 15 \text{ cm}$.

III.4.6.3. Contraintes dans les armatures

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

III.4.7. Calcul du porte à faux

Nous disposons de porte à faux réalisés en corps creux (20+4), coulées sur place, reposant sur deux appuis, munis de poutres de chaînage et des murs extérieurs en double cloisons.

Nous baserons notre calcul sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ses deux extrémités.

III.4.7.1 Redimensionnement de la poutre de chaînage

-La hauteur de la poutre

L : étant l'entre axes de la plus grande travée considérée.

$$\text{Elle est donnée par : } \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{360}{15} < h < \frac{360}{10} \Leftrightarrow 24 < h < 36 \text{ cm}$$

Soit : $h=30$ cm

-La largeur de la poutre

Elle est donnée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

Soit : $b=25$ cm.

-Vérifications (RPA)

- $b = 25\text{cm} \geq 20$ cm

Condition vérifiée.

- $h_t = 30\text{cm} \geq 30$ cm

Condition vérifiée.

- $h_t / b = 1.4 \leq 4$

Condition vérifiée.

-Ferrailage

Voir CHAPITRE VI : FERRAILLAGES DES POUTRES

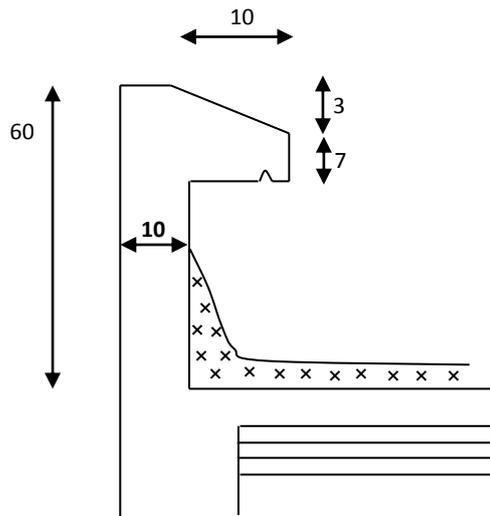
III.5. Calcul de l'acrotère

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.

-Dimension de l'acrotère



FigIII.5.1 : Coupe transversale de l'acrotère

-Schéma statique

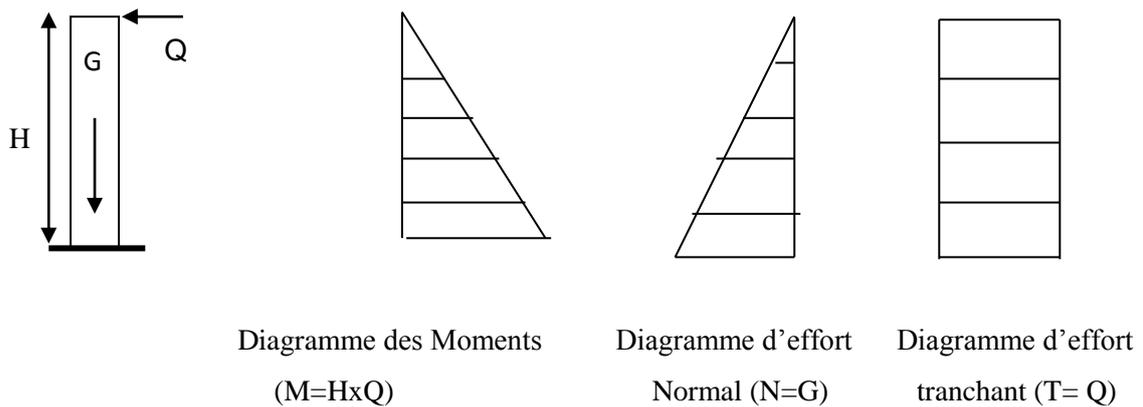


Figure III.5.2 : Diagrammes des efforts internes

III.5.1. calcul des sollicitations

Effort normal dû au poids propre : $G = p \times S \times 1 \text{ ml}$.

Avec : p : 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 : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ kN}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.71 \text{ kN}$
- 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 : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.ml}$.

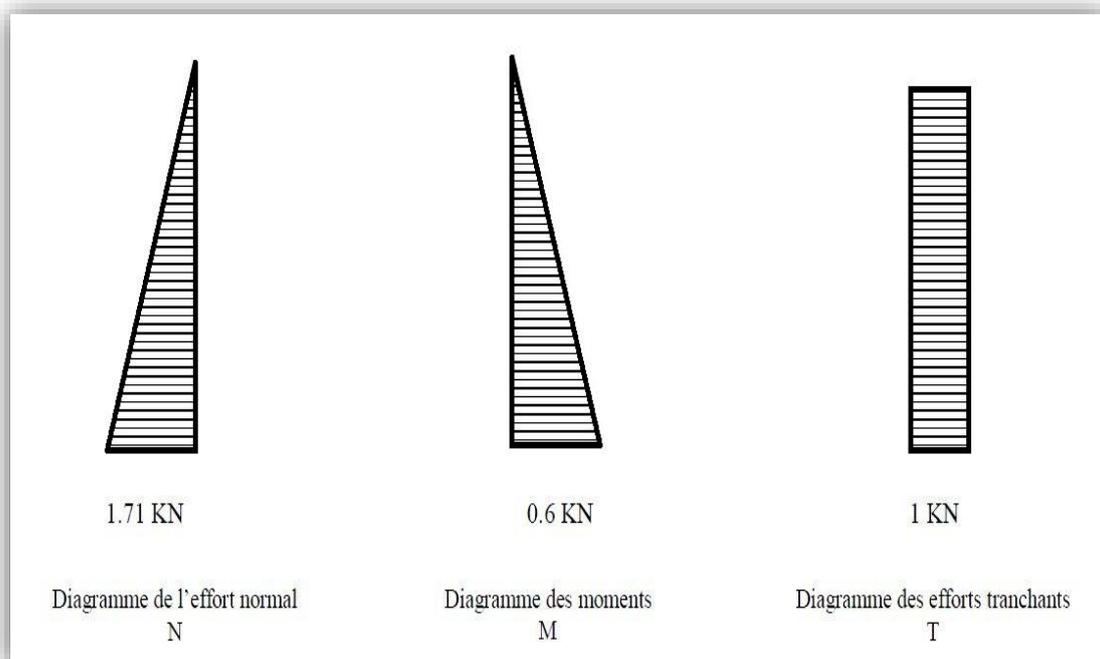


Figure III.5.3. : Diagrammes des efforts internes

III.5.2. Combinaison de charges

-A L'ELU :

La combinaison de charge est : **1.35 G + 1.5 Q**

Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ kN.}$$

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 :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.6 \text{ kN.m.}$$

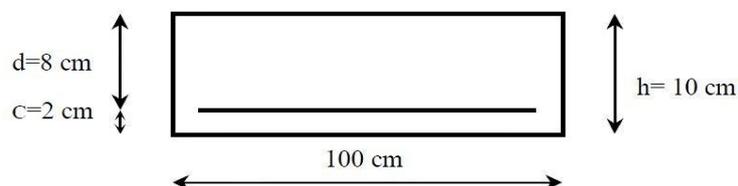
III.5.3. ferrailage

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 ».



III.5.3.1. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_u = \frac{0.9 \times (10)^2}{2.31} = 38.96 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$



Figure III.5.4. : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression « cp » 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.

III.5.3.2. Calcul de la section d'armatures en flexion simple

a) Moment fictif :

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « cp » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38.96 + \frac{10}{2} - 2 = 41.96 \text{ cm}$$

$$D'où : M_f = 2.31 \times 0.42 = 0.97 \text{ kN.m.}$$

b) Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0106 \Rightarrow \beta = 0.995.$$

c) Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

III.5.3. 3. Calcul de la section d'armatures réelles en flexion composée

$$A_U = A_F - \frac{N_u}{\sigma_{st}}; \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_U = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III.5.4. vérification a l'ELU**III.5.4.1. 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

$$A_U \geq A_{\text{MIN}}$$

$$A_{\text{MIN}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 35.08 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{\text{MIN}} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales : $A_U = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{\text{MIN}} = 0.90 \text{ cm}^2$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A_{\text{MIN}} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Avec: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

-Armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_{\text{adoptée}}}{N_s} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_R = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}; \quad \text{Avec: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

III.5.4.2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.2.2/BAEL91)

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b} = 0.44 \times \frac{25^{1/2}}{1.5} = 1.467 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad V_u = \text{Effort tranchant : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$\text{D'où } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 1.467 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

III.5.4.3. 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).

$$\text{D'où :} \quad \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\text{D'où :} \quad \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Espacement des barres

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$.



Condition vérifiée

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$



Condition vérifiée

-Ancrage des barres verticales

La longueur de scellement droit est : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

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

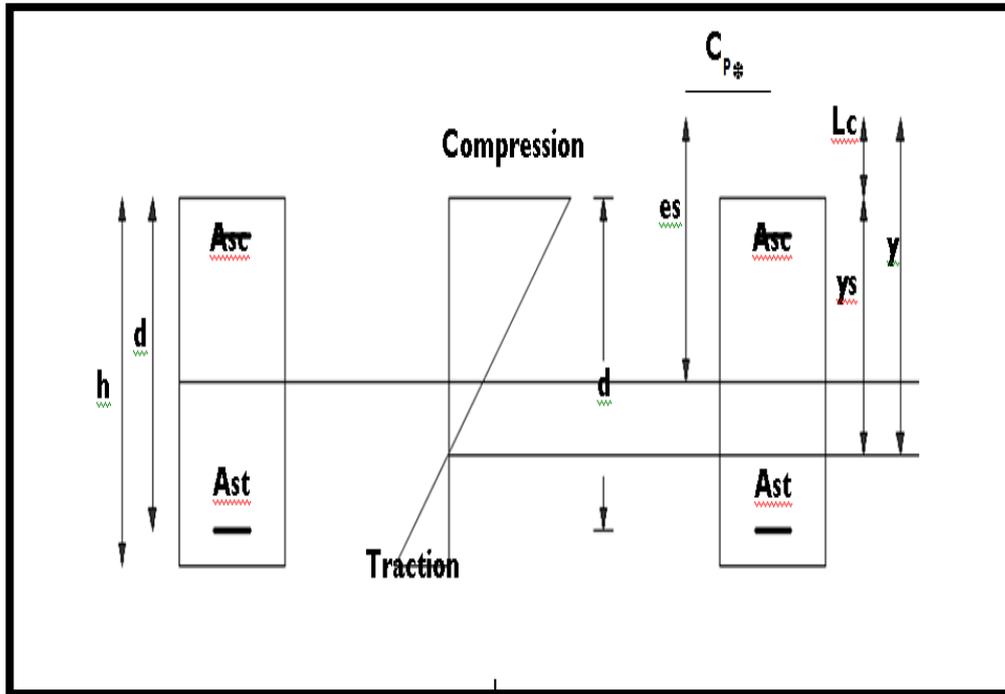
$$\text{Avec : } L_s = \frac{8 \times 400}{2 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

III.5.5. verification a 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 .

$$y^3 + Py + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$P = -3L_c^2 - 90 A_{sc} \frac{L_c - d'}{b} + 90 A_{st} \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$P = -3 \times (-30,08)^2 - 90(2,01) \frac{-30,08 - 6}{100} + 90 \times (2,01) \times \frac{(8 + 30,08)}{100}$$

$$P = -2580,26$$

$$q = -2L_c^3 - 90A_{sc} \frac{(L_c - d')^2}{b} - 90A_{st} \frac{(d - L_c)^2}{b}$$

$$q = -2(-30,08)^3 - 90 \times (2,01) \frac{(-30,08 - 6)^2}{100} - 90(2,01) \times \frac{(8 + 30,08)^2}{100}$$

$$q = 49455,05$$

$$(*) \rightarrow y^3 - 2580,26y + 49455,05 = 0.$$

La résolution de l'équation donne :

$$y_1 = 32,62.$$

$$y_2 = -58,23.$$

$$y_3 = 25,90$$

Condition : $0 < y_{ser} < d$

$$y_{ser} = y + Lc$$

$$y_{1ser} = 32,62 - 30,08 = 2,54$$



Condition vérifiée.

$$y_{2ser} = -58,23 - 30,08 = -88,31$$



Condition non vérifiée.

$$y_{3ser} = 25,90 - 30,08 = -4,18$$



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 :

$$\Sigma_{BC} \leq \bar{\Sigma}_{BC}$$

$$\Sigma_{ST} \leq \bar{\Sigma}_{ST}$$

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.

III.5.5.1. Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL91/Art A.4.5,2)

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,3262 \times 1,71 \times 10^3}{1805,999 \times 10^{-8}} \times 2,54 \cdot 10^{-2} \cdot 10^{-6} = 0,78 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée

III.5.5.2. Vérification des contraintes dans l'acier (BAEL91/Art A.4.5 ,33)

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{0,3262 \times 1,71 \times 10^3}{1805,999 \times 10^{-8}} \times (0,08 - 2,54 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-6}.$$

$$\sigma_s = 25,30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{ST} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

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

III.5.5.3. Vérifications de l'acrotère au séisme (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 :

$$A = 0.15 (\text{Zone IIA , groupé usage 2}).$$

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires,

$$C_p = 0.8.$$

W_p : Poids de l'acrotère, $W_p = 1.71 \text{ kN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.71 = 0.821 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml}$$

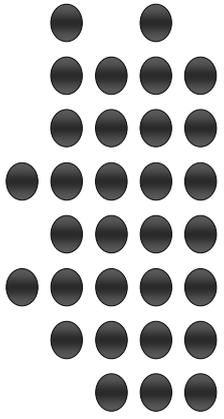
$$F_p < Q$$

Condition vérifiée

Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal = 1 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

Présentation du robot

CHAPITRE IV : PRESENTATION DU LOGICIEL ROBOT

IV.1. Description générale du logiciel ROBOT v.23

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

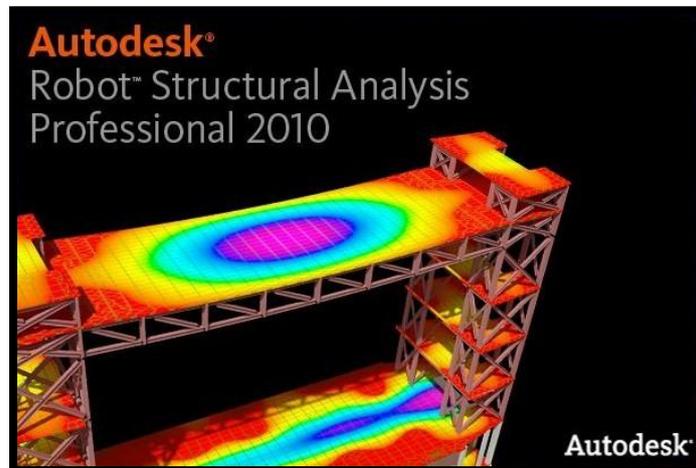


Figure IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT v.23

IV.1.1. Mode opératoire

Le mode opératoire du ROBOT peut se diviser en trois étapes :

1. Définition du modèle de la structure

a) Choix de type de la structure

Le choix de la structure à étudier s'effectue à partir de cette fenêtre :

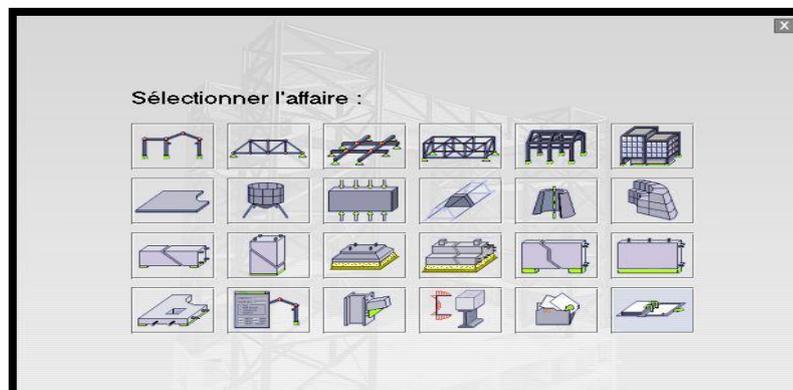


Figure IV.2 : Choix de la structure à étudiée.

Pour notre cas, on étudiera une structure en portique spatial en sélectionnant :



b) Configuration de préférence de l'affaire

Pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire on accède à la commande « **préférence de l'affaire** », en cliquant sur l'icône « **outil** ».

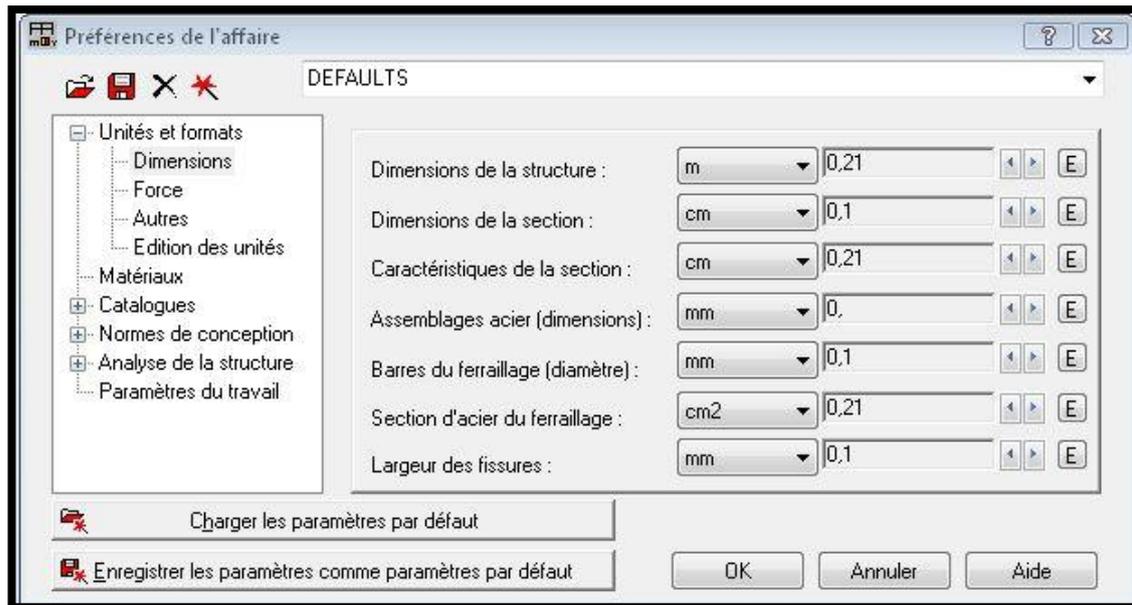


Figure IV.3 : Préférence de l'affaire.

c) Lignes de construction

Les lignes de construction sont d'une grande importance lors de la modélisation de la structure.

Dans le menu « **Structure** », on clique sur l'icône



Lignes de construction.

Les cotes de ces lignes seront introduites dans la Fenêtre donnée à côté dans le système de coordonnées cartésiennes.

d) Définir les sections transversales (Profilés des barres)

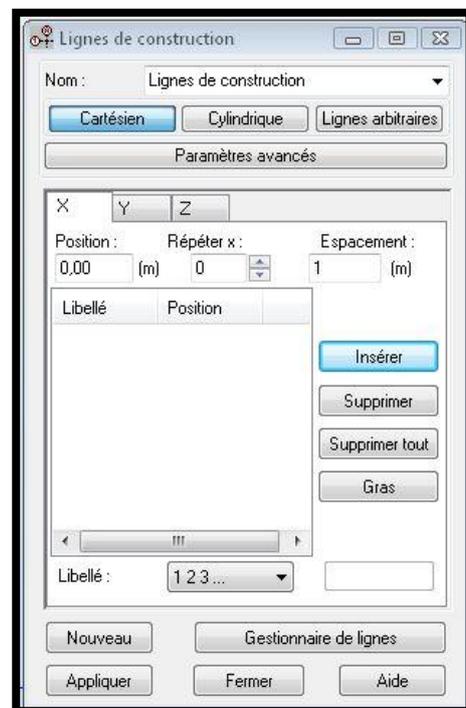


Figure IV.4 : Lignes de construction

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales qui existent dans la structure. Dans le menu « **structure** » → « caractéristiques » → « profilés de barres »,

Il apparait la boite de dialogue ci-après, et on définit un nouveau profilé on clique sur 

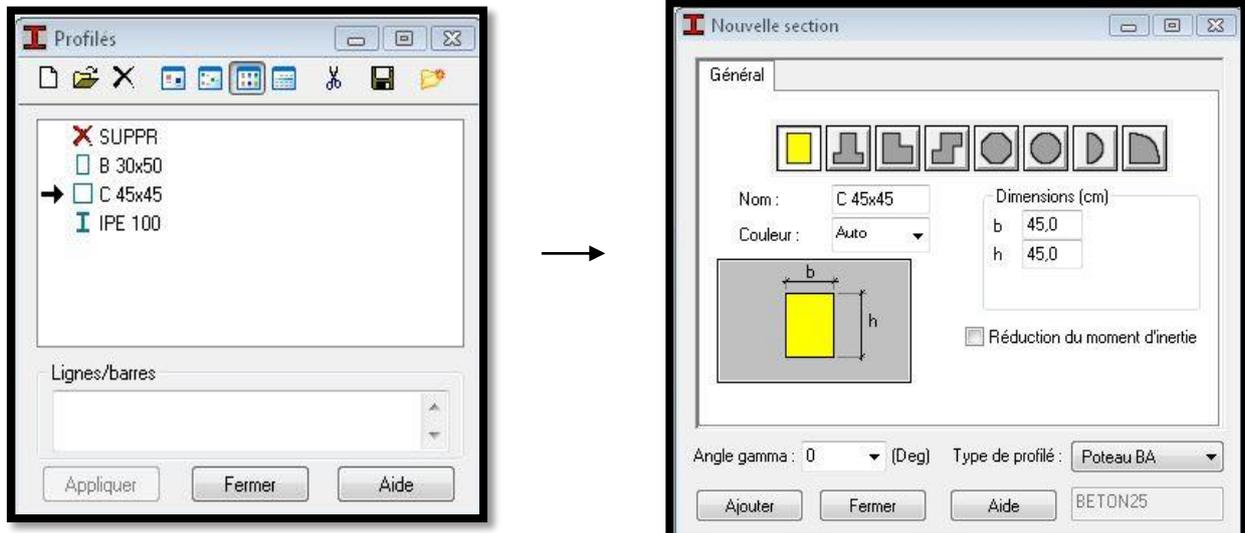


Figure IV.5 : Choix des profilés de barres.

e) Affectation des sections transversales (création des barres)

Dans le menu « **structure** », on clique sur l'icône  « **barre** » pour choisir l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.

Figure IV.6 : Modélisation des poutres et des poteaux



f) Création des panneaux

Afin de créer des panneaux dans la structure, on sélectionne le type de structure appropriée.

Dans le menu « structure » → « type de structure », on choisit la case « Etude d'une coque ».

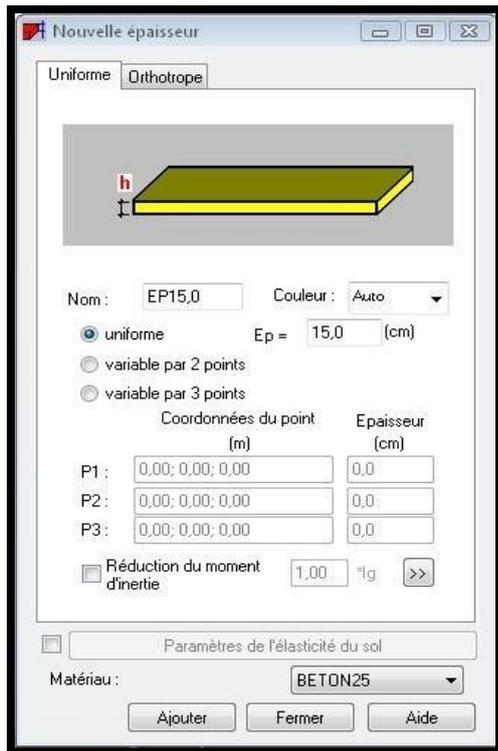
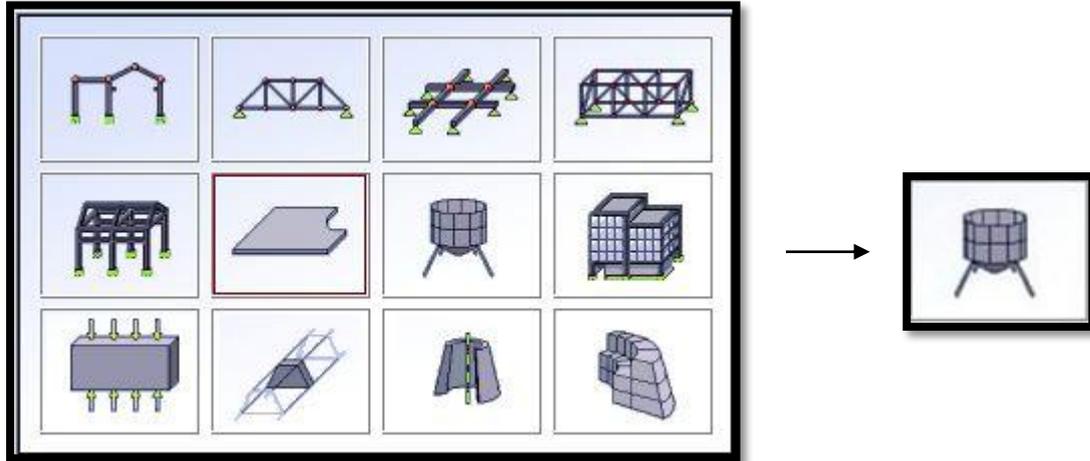


Figure IV.7 : Création des panneaux.

Pour accéder à la boîte de dialogue « **épaisseur EF** » on sélectionne dans le menu « **structure** » « **caractéristique** » et on clique sur l'icône , après un clic sur l'icône  « **définir nouvelle section** » et sur l'onglet « **uniforme** » on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

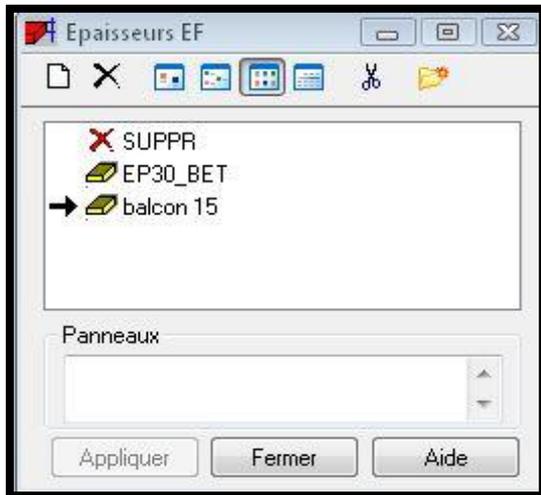


Figure IV.8 : Epaisseur des panneaux.

Avant de modéliser les panneaux, on doit créer leurs lignes de construction et définir les contours, pour cela on clique sur l'icône  « **poly ligne-contour** » et on coche la case « **contour** » et la case « **panneau** » dans « **paramètre** », puis on passe au mode graphique pour construire ce contour.

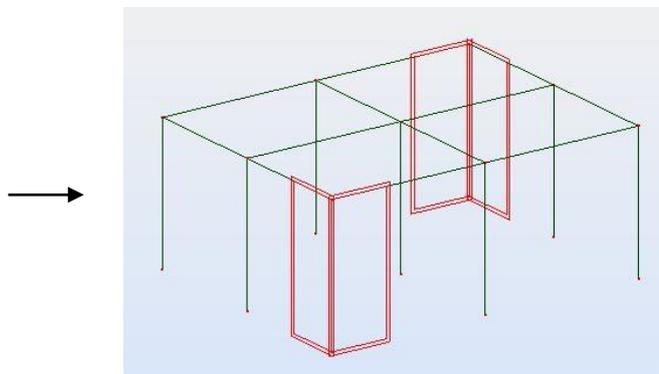
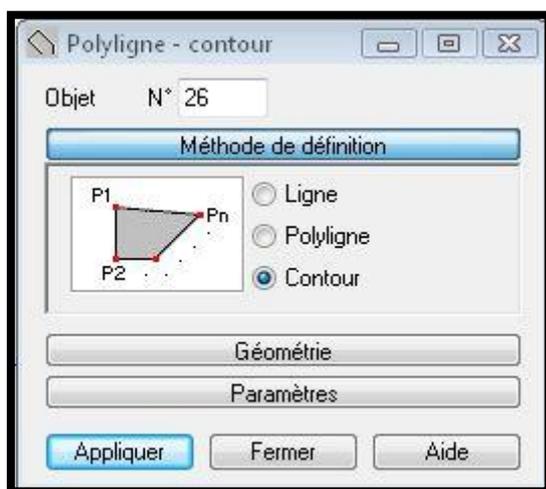


Figure IV.9 : Définition des contours pour les voiles.

Pour la modélisation des voiles, on clique sur l'icône  « **panneau** » dans la barre d'outils, on coche la case panneau et on pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour créé pour le voile.

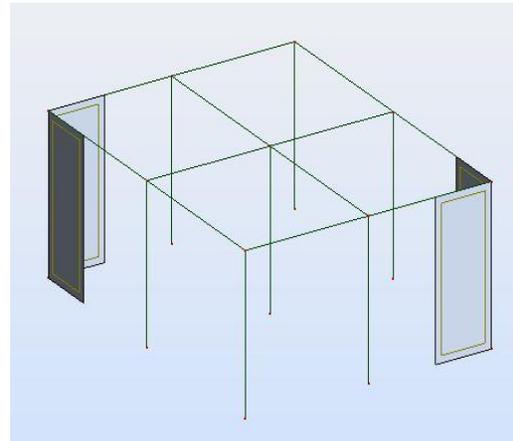
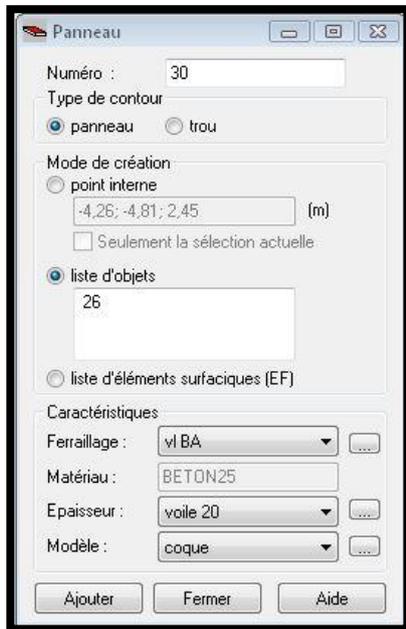


Figure IV.10 : Définition des panneaux.

g) Définition des degrés de liberté des nœuds de la base

Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône  « **appuis** », on choisit les encastremements nodaux pour les nœuds et les encastremements linéaire pour les voiles (bords des contours).

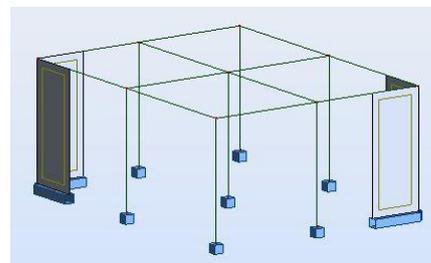
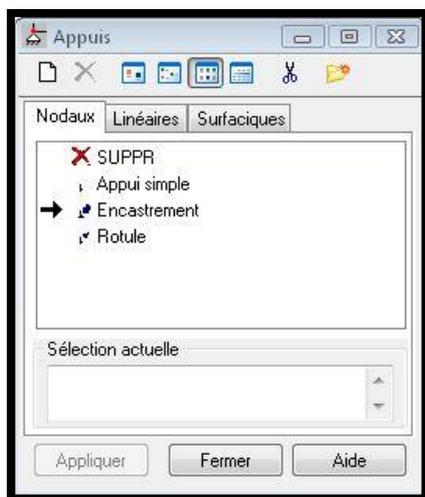


Figure IV.11 : Définition des appuis.

h) Définition des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône



« cas de charges », on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « nouveau ».



Figure IV.12 : Définition des charges.

i) Chargement de la structure

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « charge », « autres charges », « charge surfacique sur barre par objet 3D », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge ».

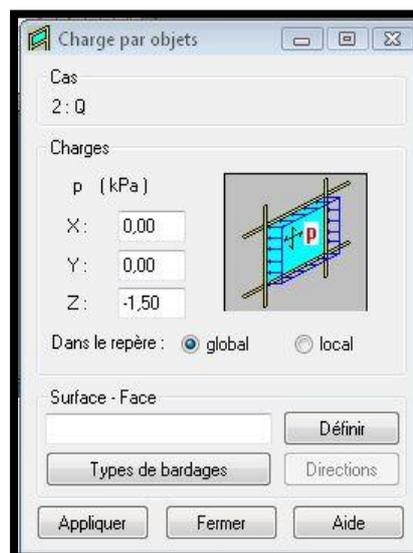


Figure IV.13 : Application des charges surfaciques.

Puis on choisit le type de bardage :

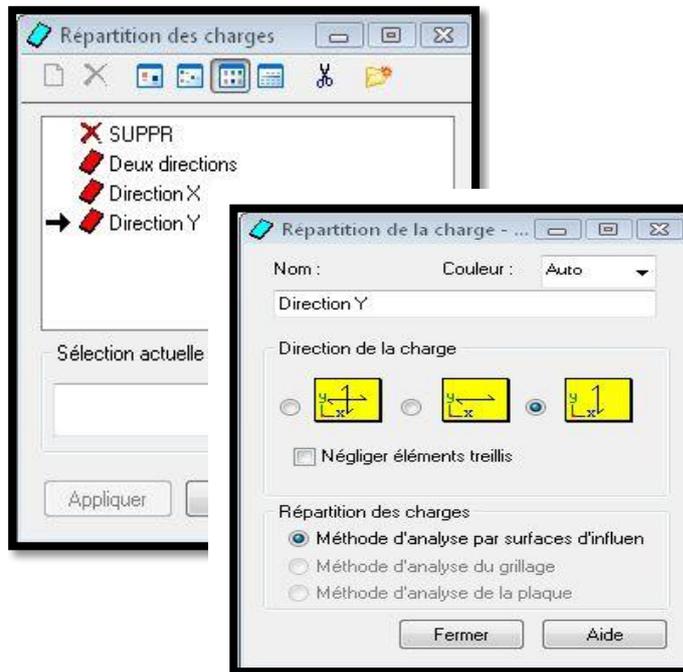


Figure IV.14 : choix de bardages.

Puis on clique sur « Définir » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge surfacique uniformément répartie.

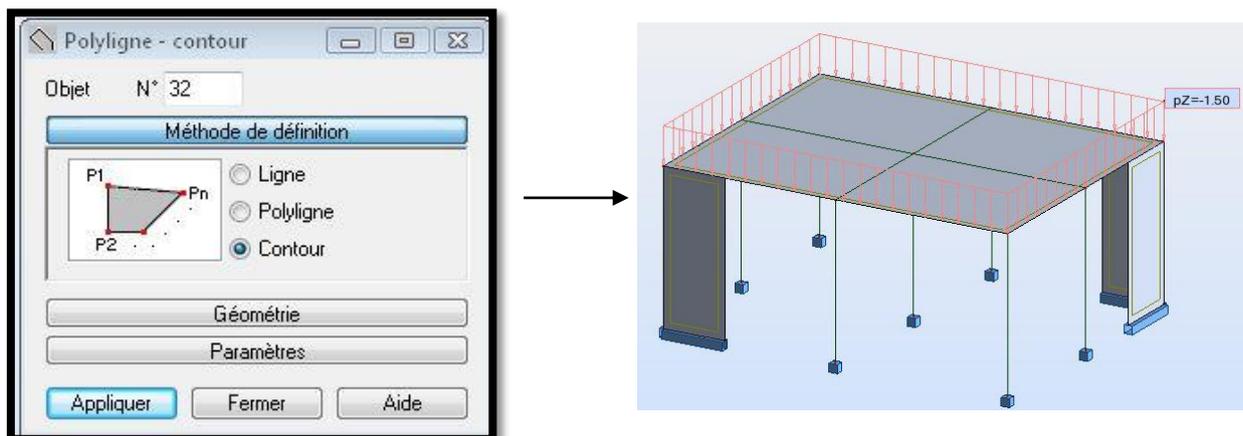


Figure IV.15 : Application des charges surfaciques.

2. Définition des options de calcul

On clique sur le menu « **Analyse** », « **Type d'analyse** » une boîte de dialogue apparaît :

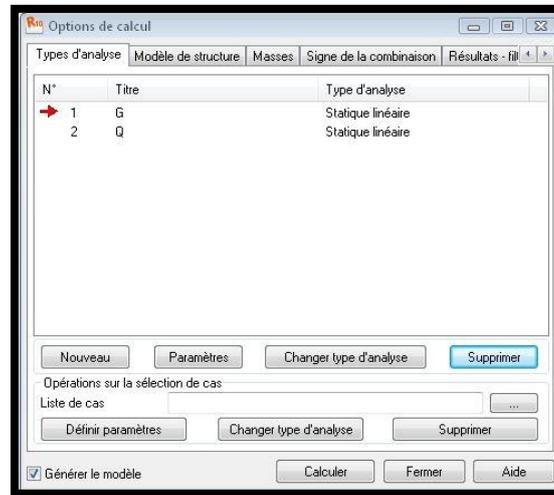


Figure IV.16 : Définition des charges dynamiques.

Où on peut choisir les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

On clique sur « **nouveau** » et sélectionne le champ « **modale** », on introduit les paramètres de l'analyse modale dans la boîte de dialogue qui s'affiche après la validation de la précédente.

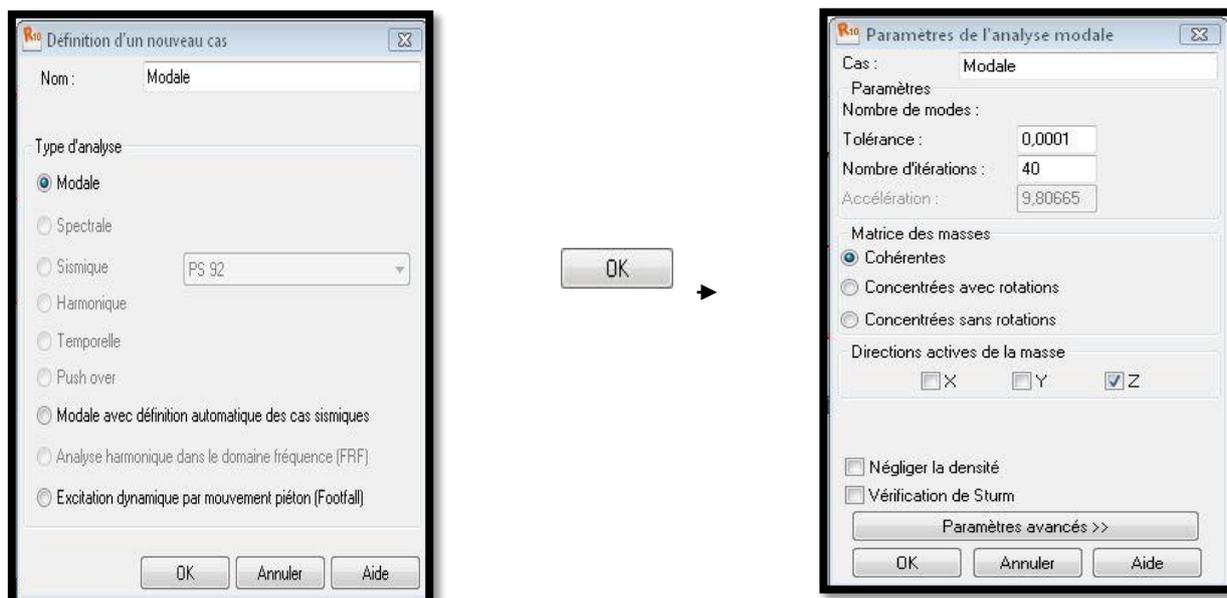


Figure IV.17 : Introduction des paramètres de l'analyse modale.

On clique une autre fois sur « **nouveau** », on coche la case sismique, on choisit le RPA 99 version 2003 et on valide.

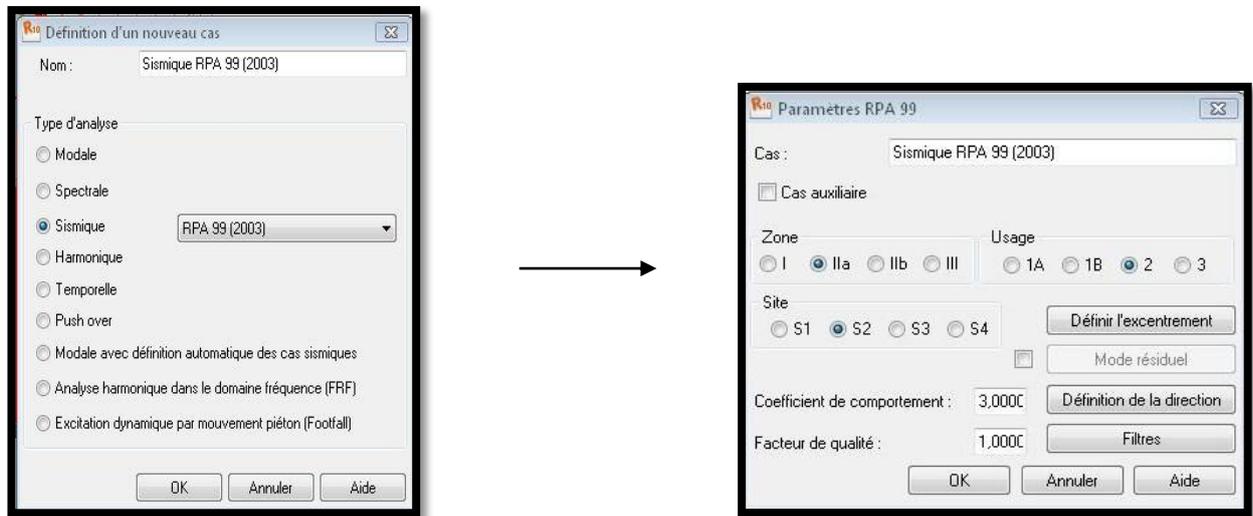


Figure IV.18 : Introduction des paramètres de l'analyse sismique.

Le logiciel permet de convertir les charges en masses pour éviter la définition séparée des charges, (pour les calculs en statique), et des masses (pour les calculs en dynamique), cela se fait dans le menu « **masse** » de la boîte de dialogue « **option de calcul** », on clique sur convertir les cas et dans la fenêtre qui apparaît, on choisit le cas de charge (GouQ) et on clique sur  puis on ferme, après on choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. (même opération pour l'autre cas de charge).

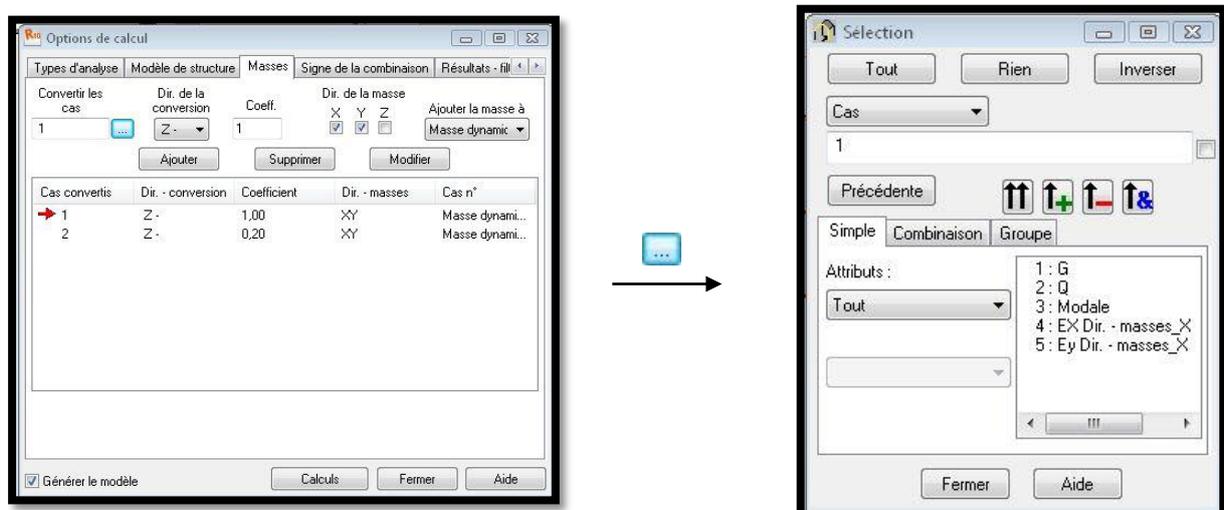


Figure IV.19 : la conversion des charges en masses.

-Le nœud maître :

Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir le nœud maître, et pour cela on clique dans le menu « structure », « caractéristiques additionnelles » et on sélectionne « liaison rigide », une boîte de dialogue s'affiche, double click sur « membrane » puis on coche les directions qu'on veut bloquer, ajouter → oui → fermer.



Figure IV.20 : Définition des directions à bloquées.

On saisit le numéro d'un nœud quelconque appartient au plancher dans l'onglet « nœud maître » puis on pose le curseur dans l'onglet « nœuds esclaves » et on fait une sélection fenêtre pour tout les nœuds qui appartient à ce plancher, appliquer.

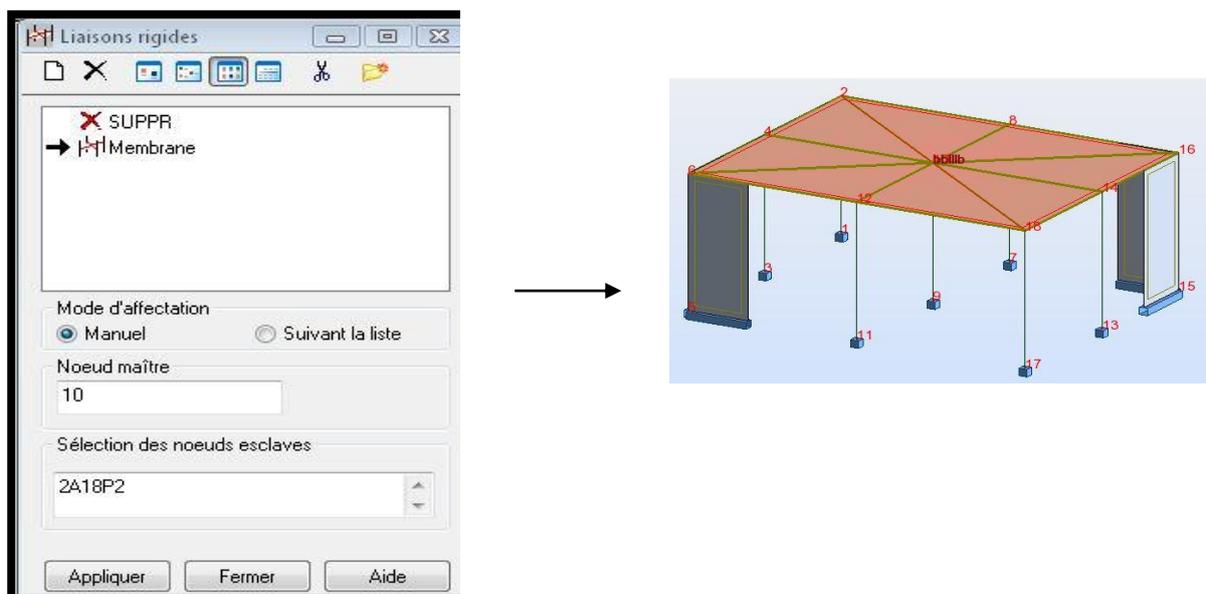


Figure IV.21 : Création du nœud maître.

-Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « **charges** », « **combinaison manuelle** », on choisit le type de la combinaison et sa nature, puis on valide avec .

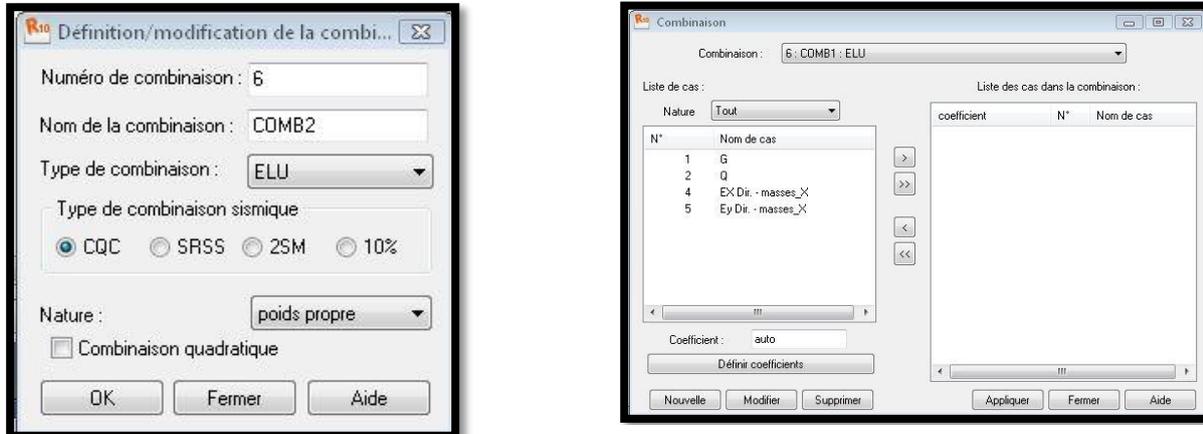


Figure IV.22 : Définition des combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on clique sur « **nouvelle** » et en refait les même opérations pour les autres combinaisons.

-Vérification de la structure :

Dans le menu « **Analyse** » on clique sur « **Vérifier la structure** » et s'il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la natures de ces erreurs.

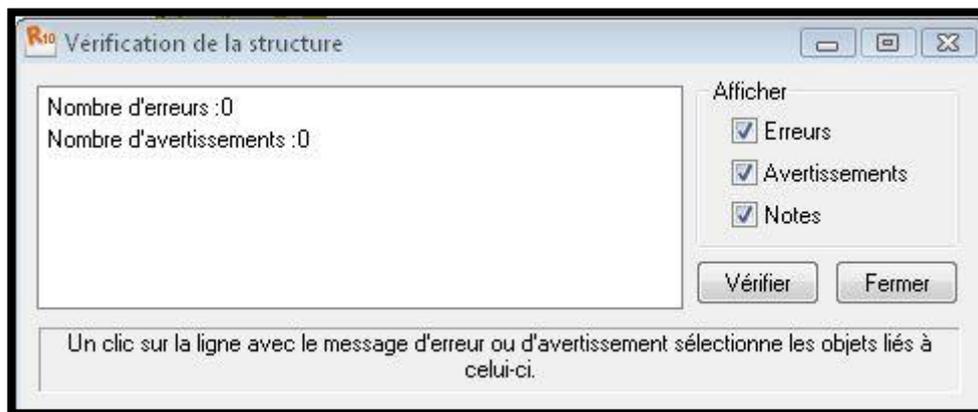


Figure IV.23 : Vérification de la structure.

-Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance le calcul de la structure.

3. Exploitation des résultats

Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, flèches, contraintes, déplacements,...) on clique sur le menu « **résultat** », et si on veut un affichage sous forme des tableaux il suffit de cliquer sur le bouton droit de la souris et on choisit « **tableaux** ».

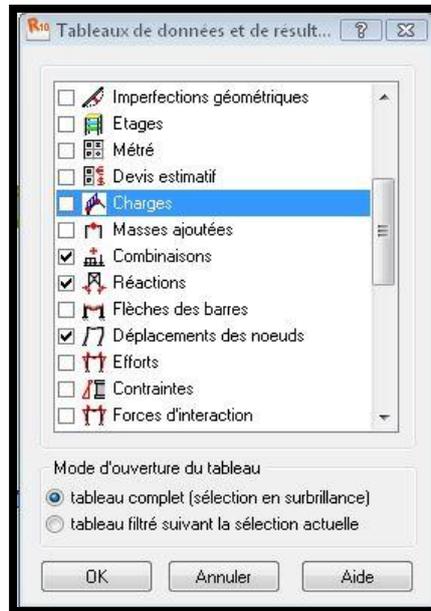


Figure IV.24 : Affichage des résultats sous forme des tableaux.

a) Vérification des résultats

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur « **tableau** », on coche la case « mode propre » et les résultats concernant l'analyse modale s'affichent.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	120,441	0,009	#ind#	#ind#	0,034	#ind#	#ind#	0,034	0,0	0,0	16853,9646
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	3	1	1	1	3	1	1	2	1	1	1
MIN	109,647	0,008	#ind#	#ind#	0,000	#ind#	#ind#	0,000	0,0	0,0	16853,9646
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Figure IV.25 : Tableau des extrêmes globaux des périodes.

b) Vérification des réactions

Même opération précédentes en cochant « **Réaction** »

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	9,170	2,507	122,078	0,562	9,353	0,009
Hoeud	3	5	9	13	3	76
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-9,170	-2,507	-0,294	-0,562	-9,353	-0,038
Hoeud	13	15	186	3	13	15
Cas	6 (C)	6 (C)	2	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Figure IV.26 : Tableau des extrêmes globaux des réactions d'appuis.

c) Vérification des déplacements des nœuds

Même opération précédentes en cochant « **déplacements des nœuds** ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,002	0,001	0,000	0,000	0,001	0,000
Hoeud	92	18	202	2	4	91
Cas	6 (C)	6 (C)	2	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-0,002	-0,001	-0,012	-0,000	-0,001	-0,000
Hoeud	202	2	10	18	14	88
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Figure IV.26 : Tableau des extrêmes globaux des déplacements des

d) Vérifications de la flèche

Même opération précédentes en cochant « **Flèche des barres** ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,000	0,002	0,030
Barre	18	1	2
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-0,000	-0,002	-0,138
Barre	11	9	13
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Figure IV.27 : Tableau des extrêmes globaux de la flèche.

e) Vérification des efforts dans les barres

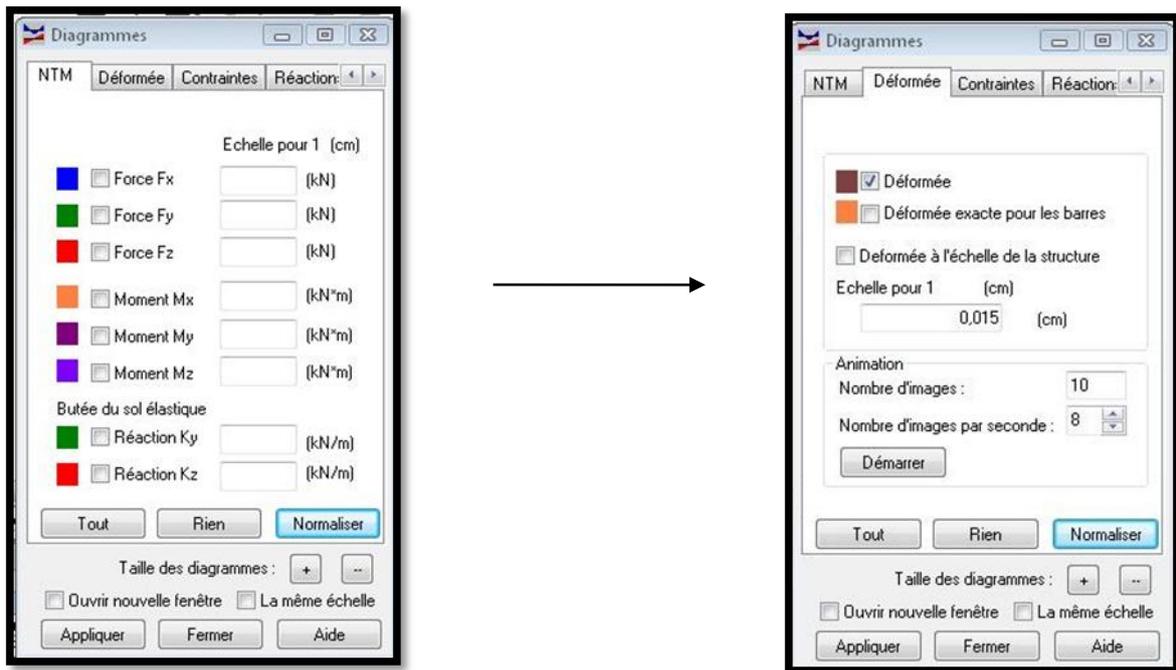
Si on veut afficher les efforts internes dans les poteaux on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	122,078	1,445	53,696	0,604	18,706	1,121
Barre	5	12	15	21	7	4
Hoed	9	16	10	18	14	8
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-1,523	-1,140	-53,696	-2,602	-33,071	-1,121
Barre	18	8	13	12	13	6
Hoed	6	15	10	14	10	12
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

Figure IV.28 : Tableau des extrêmes globaux des efforts.

f) Affichage des diagrammes des efforts dans les barres

Dans le menu « **résultat** » on sélectionne « **diagramme** » et on clique sur la case « **paramètre** » pour régler l'affichage des diagrammes, puis on fait notre choix sur les différents onglets (NTM, déformée, contraintes, réactions,)



Appliquer

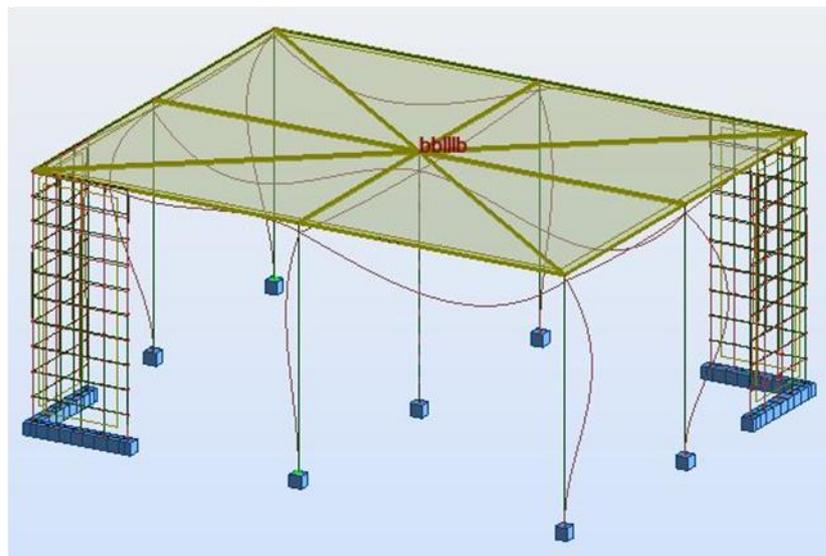


Figure IV.29 : la déformée de la structure.

g) Affichage des efforts dans les voiles

Dans le menu « résultats », on clique sur « cartographie-panneaux » et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et les valeurs s'affichent sur les voiles.

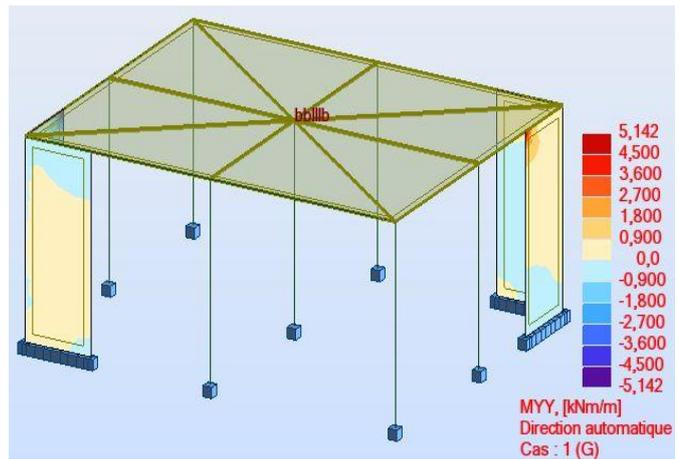


Figure IV.30 : Affichage de cartographie des voiles.

h) Affichage de la note de calcul

Dans le menu « analyse », « note de calcul » on choisit simplifiée ou complète :

ROBOT 2010

Date: 10/06/15

Propriétés du projet: **ha EDIALE1**

Nom du fichier :: **ha EDIALE1.rtd**

Emplacement: C:HAMPOUR ESAI

Créé: 01/04/15 11:43

Modifié: 09/06/15 12:41

Taille: 26444800

Auteur : **hh**

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 9.665 (m)

Y = 10.200 (m)

Z = 16.010 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 8.954 (m)

Y = 9.986 (m)

Z = 14.952 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 154539406.155 (kg*m²)

I_y = 147320941.772 (kg*m²)

I_z = 106943375.733 (kg*m²)

Masse = 1414878.210 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 8.954 (m)

Y = 9.986 (m)

Z = 14.952 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

I_x = 154539406.155 (kg*m²)

I_y = 147320941.772 (kg*m²)

I_z = 106943375.733 (kg*m²)

Masse = 1414878.210 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	4989
Nombre de barres:	1133
Eléments finis linéiques:	2474
Eléments finis surfaciques:	3721
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	452
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	75
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	15
Combinaisons:	10

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	29484

Largeur de la bande avant/après optimisation:	0	0
Durée des calculs [s]		
Durée max agrégation + décomp.:	4	
Durée max itér. sur sous-espace:	298	
Durée max solution prb. nonlin.:	0	
Durée totale:	461	
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	336271512	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	15332200	
Mémoire:	20095268	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	1.710222e+007	2.774388e+017
Précision:	4	

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.79289e+001 (kN*m)
Précision : 2.06341e-007

Cas 2 : Q
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 5.51065e-001 (kN*m)
Précision : 2.89933e-007

Cas 3 : CAS
Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

Données:

Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Cohérente

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

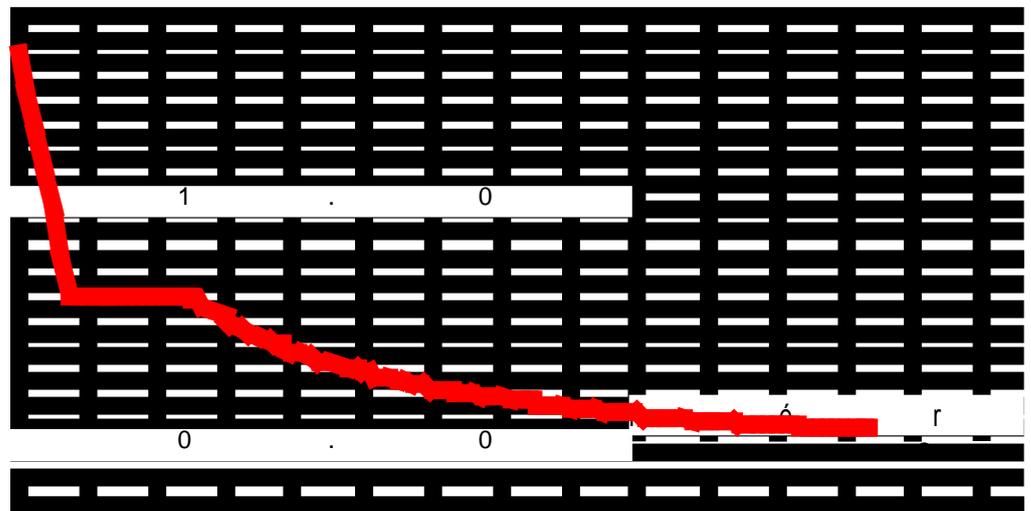
Direction de l'excitation :

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

A c c é é r a
2 . 0



Données:

Zone : IIa
 Usage : 2
 Assise : S3
 Coefficient de qualité : 1.050
 Coefficient de comportement : 5.000
 Amortissement : X = 7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 7 : ELU

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 8 : ELS

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 9 : GQ+EX
Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 10 : GQ-EX
Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 11 : GQ+EY
Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 12 : GQ-EY
Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 13 : 0.8G+EX
Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 14 : 0.8G-EX
Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 15 : 0.8G+EY
Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 16 : 0.8G-EY
Type d'analyse : Combinaison linéaire

i) Le ferrailage

Robot nous permet de ferrailer les éléments de la structure et pour se faire, on choisit dans le menu « analyse »,

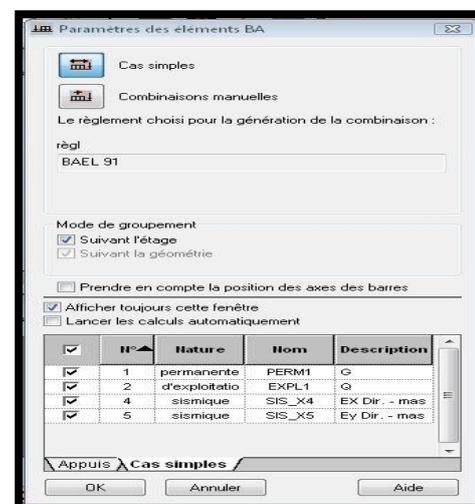


Figure IV.31 : Paramètres des éléments en BA.

« Dimensionnement élément en BA » et par exemple on choisit « dimensionnement poutre en BA » après avoir sélectionné une poutre. Une boîte de dialogue s'ouvre, et on choisit sous quelle combinaison le calcul se fera et on valide par OK.

Après le réglage des options de calculs (disposition de ferrailage, paramètres de dessin,...) on clique sur , une boîte de dialogue s'ouvre puis on coche ferrailage, et on lance le calcul par « calculer »,

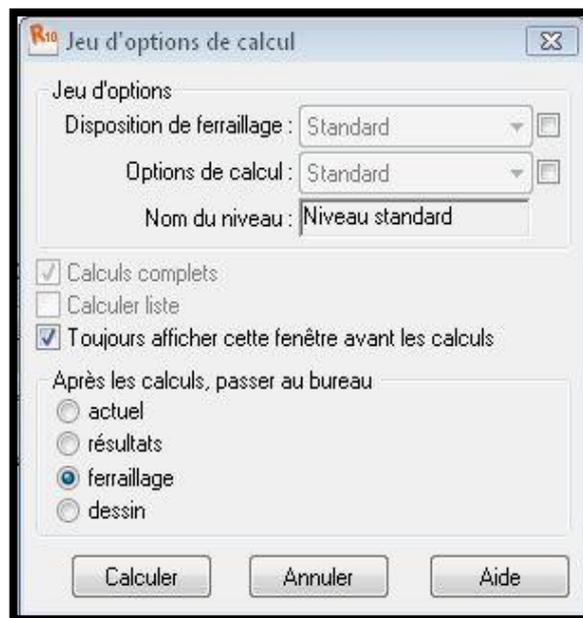
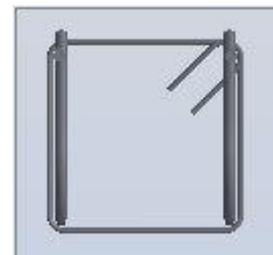
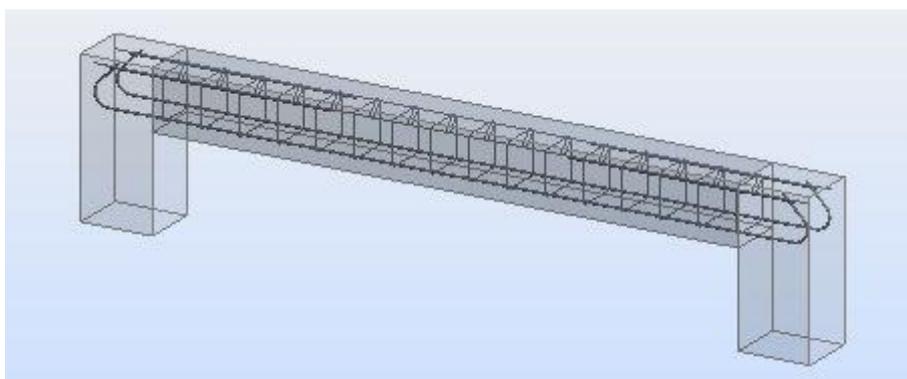


Figure IV.32 : Options de calcul.

On aura les résultats présentés ci-dessous :



	II°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1	transversale principale	HA 400	6	31	16	A = 0,190	B = 0,190	C = 0,190	D = 0,190
2	2	supérieure de construction	HA 400	6	00	2	A = 2,990			
3	3	principale inférieure	HA 400	12	00	2	A = 2,990			
4	4	principale supérieure	HA 400	12	00	4	A = 0,947			
*										

Figure IV.33 : Les résultats du ferrailage d'une poutre

et si on veut afficher le plan de ferrailage on clique sur « plan d'exécution»  :

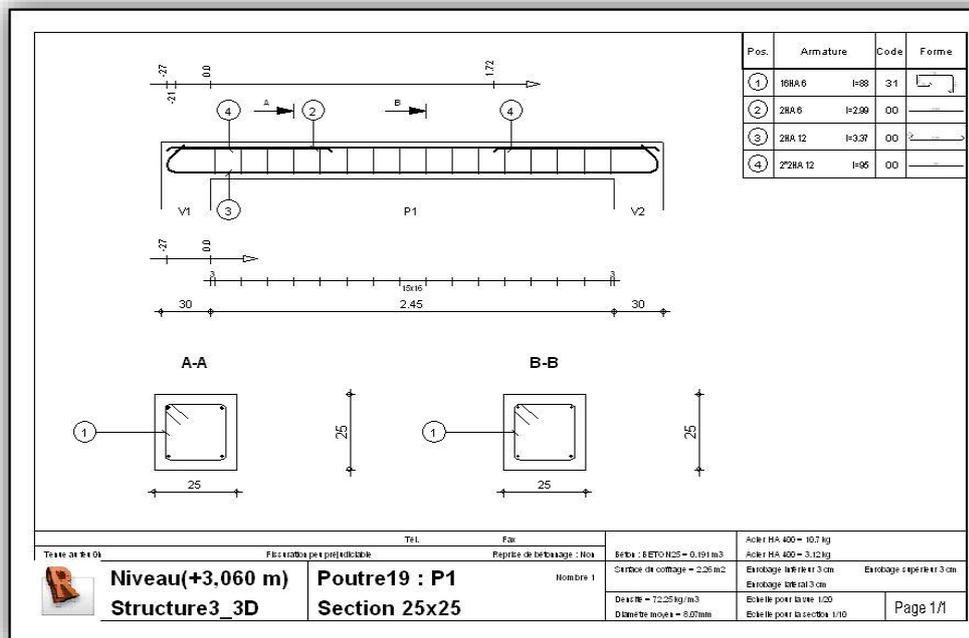
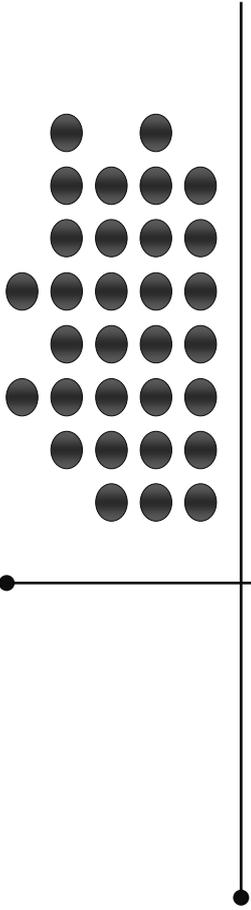


Figure IV.34 : le plan de ferrailage de la poutre.

Conclusion :

On a présenté dans ce chapitre les principales étapes de la modélisation d'une structure avec le logiciel Robot et dans les chapitres qui suivent on les appliquera sur notre structure à étudier.



CHAPITRE V

Vérification RPA

CHAPITRE V : VERIFICATION DES CONDITIONS DU RPA

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 :

- Justification du système de contreventement
- Vérification de l'effort tranchant à la base
- Vérification de la résultante des forces sismiques à la base
- Vérification de l'excentricité
- Vérification du déplacement latéral inter étage
- Spécification pour les poteaux
- Déplacement maximal
- Justification vis-à-vis de l'effet **P**

V.1. Justification du système de contreventement

-charges sismique reprises par les portiques

Sens xx : 22.9 %

Sens yy : 24.6 %

-Charges sismique reprises par les voiles

Sens xx : 77.1 %

Sens yy : 75.4 %

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le RPA99/2003le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

V.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times B \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (KN).

V.2. 1. Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas

$\left. \begin{array}{l} \text{zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow \mathbf{A=0.15}$

V.2. 2. Coefficient de comportement de la structure (R)

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de

Contreventement (mixte portique /voile avec interaction) dont **R=5**.

V.2. 3. Facteur de qualité Q :

$$Q = \sum_1^6 p_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4.RPA99/2003)

a) Tableau de facteur de qualité Q_x

Critère	Observé (oui ou non)	(P_q)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2. Redondance en plan.	Oui	0
3. Régularité en plan.	Non	0.05
4. Régularité en élévation.	Oui	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	Non	0.05

On aura donc $Q_x = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.05) = 1.2$

$$Q_x = 1.2$$

b) Tableau de facteur de qualité Q_y

Critère	Observé (oui ou non)	(Pq)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2. Redondance en plan.	Oui	0
3. Régularité en plan.	Oui	0
4. Régularité en élévation.	Oui	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution.	Non	0.05
6. Contrôle de la qualité des matériaux.	Non	0.05

On aura donc $Q_y = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05) = 1.15$

$Q_y = 1.15$

V.2. 4. Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)

$$D = \begin{cases} 2.5n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n \left[\frac{T_2^{2/3}}{T} \right] & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5n \left[\frac{T_2^{2/3}}{3.0} \right] \left[\frac{3.0^{5/3}}{T} \right] & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- T_2 Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4-7.RPA99/2003).

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de site 3 $\Rightarrow T_2 = 0.5s$

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

(ξ %) = Le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau

(42.RPA99/2003)

$\xi = 7\% \Rightarrow$ Construction auto stable

$\xi = 10\% \Rightarrow$ Contreventement par voiles

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

-T Période fondamentale de la structure (4-24.RPA99/2003)

$$T = c_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

hN : Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau

$\Rightarrow hN = 28.56m$

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donne par le tableau (4-6.RPA99/2003)

$\Rightarrow CT = 0.05$

$$\Rightarrow 0.05(28.56)^{\frac{3}{4}} = 0.62s$$

-Les périodes donnés par robot (2010) sont :

TROBOT = 0.626 1ere mode translation

TROBOT = 0.554 2eme mode translation

TROBOT = 0.452 3eme mode rotation

TROBOT < 1.3Tcalculer = (1.3 × 0.62) = 0.806S

-Calcul de la valeur de D

Calcul $\geq T2$

$$0.62 \geq 0.5 \implies 2.5n \left[\frac{T_2^{\frac{2}{3}}}{T} \right] = 1.65$$

$\Rightarrow D = 1.65$

V. 3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6.RPA99/2003)

La résultante des forces sismiques à la base (VD) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VS.

$$W=32119.762\text{kN}$$

$$V_{sx}=\frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.2}{5} \times 32119.762 = 1907.913\text{kN}$$

$$V_{sx}=1907.913\text{kN}$$

$$V_{sy}=\frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.15}{5} \times 32119.762 = 1828.41\text{kN}$$

$$V_{sy}=1828.41\text{kN}$$

$$\text{Sens xx : } 80\%V_{sx}=1526.330\text{kN} < V_{Dx}\text{Robot}=2712.137\text{kN}$$

Condition vérifiée

$$\text{Sens yy : } 80\%V_{sy}=1462.728\text{kN} < V_{Dy}\text{Robot}=3008.410\text{kN}$$

V.4. Vérification de l'excentricité

Avec :

CM : Centre de masse

CR : Centre de rigidité

e_x et e_y : Excentricités accidentelles :

E_x et E_y : Excentricités théoriques :

V.4.1. Tableau de l'excentricité

Etage	X_{CM}	Y_{CM}	X_{CR}	Y_{CR}	E_x	E_y	e_x	e_y
RDC	9.097	10.025	9.496	9.991	0.399	0.034	0.967	1.020
1	8.979	10.013	9.472	9.984	0.493	0.029	0.976	1.020
2	8.979	10.013	9.472	9.984	0.493	0.029	0.976	1.020
3	8.979	10.013	9.472	9.984	0.493	0.029	0.976	1.020
4	8.918	10.000	9.457	9.978	0.539	0.021	0.976	1.020
5	8.918	10.000	9.457	9.978	0.539	0.021	0.976	1.020
6	8.918	10.000	9.457	9.978	0.539	0.021	0.976	1.020
7	8.857	9.986	9.447	9.975	0.589	0.011	0.976	1.020
8	9.114	10.058	9.451	10.071	0.336	0.013	0.976	1.020

V.5.Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_K = K \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement R=5

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le (art 5.10. RPA99/2003) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

V.1.5.1. Tableau du déplacement latéral inter étage

Etage	$\delta_{KX}(\text{cm})$	$\delta_{KY}(\text{cm})$	$\Delta_{KX}(\text{cm})$	$\Delta_{KY}(\text{cm})$	1%h (cm)
RDC	0.590	0.585	/	/	4.08
1	1.170	1.125	0.58	0.54	3.06
2	1.790	1.640	0.62	0.515	3.06
3	2.410	2.140	0.62	0.50	3.06
4	3.070	2.760	0.66	0.62	3.06
5	3.670	3.165	0.60	0.405	3.06
6	4.195	3.575	0.525	0.41	3.06
7	4.665	3.900	0.47	0.325	3.06
8	5.055	4.130	0.39	0.230	3.06

Conclusion :

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage

Condition vérifiée

V.6.Spécification pour les poteaux Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{bc \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison $G + Q \pm E$.

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

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

-Pour les poteaux de RDC (45×45) cm^2 $Nd = 1525.548 kN$

$$v = \frac{1525.548 \times 10^3}{450^2 \times 25} = 0.30 = 0.30 \text{ de la condition du RPA}$$

Condition vérifiée

-Pour les poteaux de 1^{ère} au 3^{ème} (40×40) cm^2 $Nd = 1162.904 kN$

$$v = \frac{1162.904 \times 10^3}{400^2 \times 25} = 0.29 \leq 0.30 \text{ de la condition du RPA}$$

Condition vérifiée

-Pour les poteaux de 4^{ème} au 6^{ème} (35×35) cm^2 $Nd = 761.205 kN$

$$v = \frac{761.205 \times 10^3}{350^2 \times 25} = 0.24 \leq 0.30 \text{ de la condition du RPA}$$

Condition vérifiée

-Pour les poteaux de 7^{ème} au 8^{ème} (30×30) cm^2 $Nd = 327.724 kN$

$$v = \frac{327.724 \times 10^3}{300^2 \times 25} = 0.14 \leq 0.30 \text{ de la condition du RPA}$$

Condition vérifiée

V.7. Déplacement maximal

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{h_n}{500}$$

$$\text{On a } \delta x = 0.055 \quad \delta y = 0.045 \quad < f = \frac{28.56}{500} = 0.057$$

Condition vérifiée

V.8. Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ Art 5.9 RPA99 version 2003

Les effets de 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

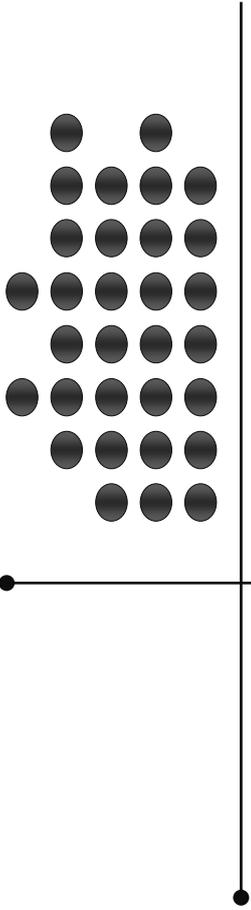
Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur d'étage « k »

Niveau	P(KN)	Sens XX				Sens Y Y			
		Δ_k	V_k	h_k	θ_x	Δ_k	V_k	h_k	θ_y
8	12614.099	0.0059	508.647	3.06	0.047	0.0058	554.930	3.06	0.043
7	14099.051	0.0058	958.741	3.06	0.027	0.0054	1076.876	3.06	0.023
6	15044.341	0.0062	1360.307	3.06	0.022	0.0051	1570.230	3.06	0.016
5	15044.341	0.0062	1709.626	3.06	0.017	0.0050	1989.808	3.06	0.012
4	15044.341	0.0066	2004.919	3.06	0.016	0.0062	2344.007	3.06	0.013
3	16135.061	0.0060	2290.195	3.06	0.013	0.0040	2671.400	3.06	0.008
2	16135.061	0.0052	2493.164	3.06	0.011	0.0041	2908.280	3.06	0.007
1	16135.061	0.0047	2640.643	3.06	0.0093	0.0032	3069.940	3.06	0.0054
RDC	20262.618	0.0039	2716.918	4.08	0.0071	0.0023	3208.769	4.08	0.0035

Remarque :

Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens.



CHAPITRE VI

Ferrailage des poutres

CHAPITRE VI : FERRAILLAGES DES POUTRES

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables ELU (1,35G+1,5Q), accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E) et suivant les règles du RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

VI.1. Recommandations du RPA

-Pourcentage total minimum :

$A_{\min} = 0,5\%$ (b x h) en toute section.

-Poutres principales PP(30 x 45): $A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires PS(30x35) : $A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$

-Pourcentage total maximum :

- $A_{\max} = 4\%$ (bxh) \longrightarrow En zone courante,

- $A_{\max} = 6\%$ (bxh) \longrightarrow En zone de recouvrement.

Poutres principales P(30 x 45) :

Zone courante : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires PS(30 x 35) :

Zone courante : $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

VI.2. Etapes de calcul de ferrailage

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

-Ast: section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

-Ac : section supérieure la plus comprimée.

-Un moment de flexion M_u supporté par la section.

-Calcul du moment réduit « μ »

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

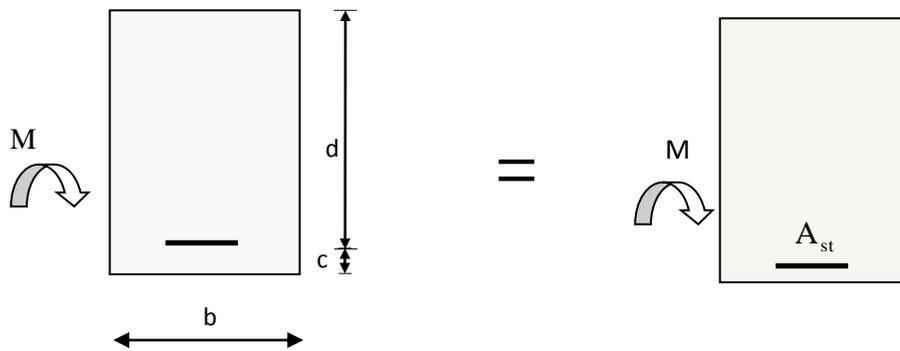
-Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

-On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

-1er cas : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

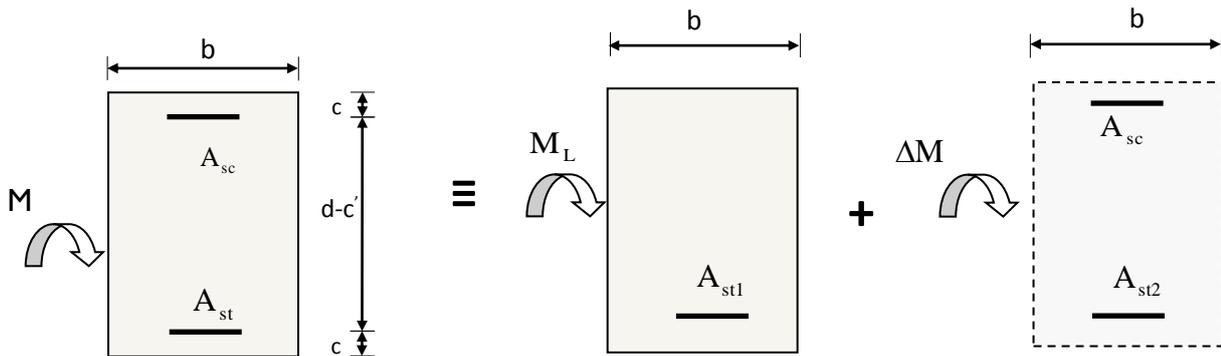
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

-2ème cas : $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

VI.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 (30x45) : niveaux 8, appuis 6

$$M = 34,9 \text{ kNm}$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34,9 \times 10^6}{300 \times 425^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,045 \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_{sup} = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{34,9 \times 10^5}{0,976 \times 42,5 \times 348 \times 10^2} = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{sup} \text{ adoptée} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf} \text{ adopté} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

V.3.1. Ferrailage des poutres principales Fille E

-Niveau 8 : b = 30cm d = 42cm h = 45 cm

Niveau	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σs (Mpa)	μ	β	As (cm ²)	Amax (cm ²)	ferrailage adoptée	
													filantes	chapeaux
8	6	Sup	Cou	34,9	300	420	14,2	348	0,05	0,99	2,42	2,4	3HA12	
			Acc	25,46	300	420	21,7	400	0,02	0,99	1,52			
		Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0		
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
	5 6	Sup	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
		Inf	Cou	17,45	300	420	14,2	348	0,02	0,99	1,2	1,2		
			Acc	12,73	300	420	21,7	400	0,01	1	0,76			
	5	Sup	Cou	34,9	300	420	14,2	348	0,05	0,99	2,42	2,4	3HA12	
			Acc	25,46	300	420	21,7	400	0,02	0,99	1,52			
		Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0		
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
	5 4	Sup	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
		Inf	Cou	14,59	300	420	14,2	348	0,02	1	1	1		
			Acc	10,64	300	420	21,7	400	0,01	1	0,63			
	4	Sup	Cou	65,65	300	420	14,2	348	0,09	0,98	4,59	4,6	3HA12	2HA10
			Acc	47,89	300	420	21,7	400	0,04	0,99	2,88			
		Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0		
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
	4 3	Sup	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
		Inf	Cou	32,82	300	420	14,2	348	0,04	0,99	2,27	2,3		
			Acc	23,95	300	420	21,7	400	0,02	0,99	1,43			
3	Sup	Cou	65,65	300	420	14,2	348	0,09	0,98	4,59	4,6	3HA12	2HA10	
		Acc	47,89	300	420	21,7	400	0,04	0,99	2,88				
	Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0			
		Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0				
3 2	Sup	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0				
	Inf	Cou	19,5	300	420	14,2	348	0,03	0,99	1,34	1,3			

			Acc	14,23	300	420	21,7	400	0,01	1	0,85			
2	Sup	Cou	39	300	420	14,2	348	0,05	0,99	2,7	2,7	3HA12		
		Acc	28,46	300	420	21,7	400	0,02	0,99	1,7				
	Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0			
		Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0				
2 1	Sup	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0				
	Inf	Cou	2,91	300	420	14,2	348	0	1	0,2	0,2			
		Acc	2,125	300	420	21,7	400	0	1	0,13				
1	Sup	Cou	1,9	300	420	14,2	348	0	1	0,13	0,1	3HA12		
		Acc	1,4	300	420	21,7	400	0	1	0,08				
	Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0			
		Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0				

Tableau VI.1

V.3.2.Ferrailage des poutres principales File E

-Niveau 7,6,5,4,3,2,1,RDC : b = 30cm d = 42cm h = 45 cm

Niveau	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σs (Mpa)	μ	β	As (cm ²)	Amax (cm ²)	ferrailage adoptée	
													filantes	chapeaux
RDC 1	6	Sup	Cou	36,93	300	420	14,2	348	0,05	0,99	2,56	2,6	3HA12	
			Acc	26,77	300	420	21,7	400	0,02	0,99	1,6			
		Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0		
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
	5 6	Sup	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0			
		Inf	Cou	18,46	300	420	14,2	348	0,02	0,99	1,27	1,3		
			Acc	13,28	300	420	21,7	400	0,01	1	0,79			
	5	Sup	Cou	36,93	300	420	14,2	348	0,05	0,99	2,56	2,6	3HA12	
			Acc	26,77	300	420	21,7	400	0,02	0,99	1,6			
		Inf	Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0	0		

2	5 4	Sup	Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	0	3HA12		
			Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0				
				Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	1,1		
				Cou	15,43	300	420	14,2	348	0,02	0,99	1,06			
				Acc	11,18	300	420	21,7	400	0,01	1	0,67	4,9	3HA12	2HA10
				Cou	69,45	300	420	14,2	348	0,09	0,98	4,87			
	4	Sup		Acc	50,34	300	420	21,7	400	0,04	0,99	3,03	0		
				Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0			
				Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	0		
				Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0			
	4 3	Sup		Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	0	3HA12	
				Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0			
				Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	2,4		
				Cou	34,73	300	420	14,2	348	0,05	0,99	2,4			
				Acc	25,17	300	420	21,7	400	0,02	0,99	1,51	4,9	3HA12	2HA10
				Cou	69,45	300	420	14,2	348	0,09	0,98	4,87			
	3	Sup		Acc	50,34	300	420	21,7	400	0,04	0,99	3,03	0		
				Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0			
				Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	0		
				Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0			
3 2	Sup		Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	0	3HA12		
			Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0				
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	1,4			
			Cou	20,63	300	420	14,2	348	0,03	0,99	1,42				
			Acc	14,96	300	420	21,7	400	0,01	1	0,89	2,9	3HA12		
			Cou	41,27	300	420	14,2	348	0,05	0,99	2,86				
2	Sup		Acc	29,91	300	420	21,7	400	0,03	0,99	1,79	0			
			Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0				
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	0			
			Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0				
2 1	Sup		Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	0	3HA12		
			Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0				
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	0,2			
			Cou	3,1	300	420	14,2	348	0	1	0,21				
			Acc	2,23	300	420	21,7	400	0	1	0,13	0,1	3HA12		
			Cou	2	300	420	14,2	348	0	1	0,14				
1	Sup		Acc	1,5	300	420	21,7	400	0	1	0,09	0			
			Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0				
			Acc	0	300	420	21,7	400	0	1	0	0			
			Cou	0	300	420	14,2	348	0	1	0				

Tableau VI.2

V.3.3. Ferrailage des poutres secondaires Fille 3

-Niveau 8,7,6,5,4,3,2,1,RDC : b = 30 cm d = 32 cm h = 35 cm

Niveau	appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	b (mm)	d (mm)	fbc (MPa)	σs (MPa)	μ	β	As		ferrailage adoptée	
											(cm ²)	Amax	filantes	chapeaux
RDC	A	Sup	Cou	3,156	300	320	14,2	348	0,007	1	0,28	0	3HA12	
			Acc	2,38	300	320	21,7	400	0,004	1	0,19			
		Inf	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0		
			Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0			
	A-B	Sup	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0			
		Inf	Cou	1,58	300	320	14,2	348	0,004	1	0,14	0		
			Acc	1,17	300	320	21,7	400	0,002	1	0,09			
	B	Sup	Cou	3,156	300	320	14,2	348	0,007	1	0,28	0	3HA12	
			Acc	2,38	300	320	21,7	400	0,004	1	0,19			
		Inf	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0		
			Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0			
	B-C	Sup	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0			
		Inf	Cou	1,58	300	320	14,2	348	0,004	1	0,14	0		
			Acc	1,17	300	320	21,7	400	0,002	1	0,09			
	C	Sup	Cou	3,755	300	320	14,2	348	0,009	1	0,34	0	3HA12	
			Acc	2,78	300	320	21,7	400	0,004	1	0,22			
		Inf	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0		
			Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0			
	C-D	Sup	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0			
		Inf	Cou	1,89	300	320	14,2	348	0,004	1	0,17	0		
			Acc	1,39	300	320	21,7	400	0,002	1	0,11			
D	Sup	Cou	3,755	300	320	14,2	348	0,009	1	0,34	0	3HA12		
		Acc	2,78	300	320	21,7	400	0,004	1	0,22				
	Inf	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0			
		Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0				
D E	Sup	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0				
	Inf	Cou	1,89	300	320	14,2	348	0,004	1	0,17	0			
		Acc	1,39	300	320	21,7	400	0,002	1	0,11				
E	Sup	Cou	3,755	300	320	14,2	348	0,009	1	0,34	0	3HA12		
		Acc	2,78	300	320	21,7	400	0,004	1	0,22				

	Inf	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0		
		Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0	0		
E F	Sup	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
		Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0	0		
	Inf	Cou	1,59	300	320	14,2	348	0,004	1	0,14	0		
		Acc	1,17	300	320	21,7	400	0,002	1	0,09	0		
F	Sup	Cou	3,156	300	320	14,2	348	0,007	1	0,28	0	3HA12	
		Acc	2,38	300	320	21,7	400	0,004	1	0,19	0		
	Inf	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0		
		Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0	0		
F H	Sup	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
		Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0	0		
	Inf	Cou	1,59	300	320	14,2	348	0,004	1	0,14	0		
		Acc	1,17	300	320	21,7	400	0,002	1	0,09	0		
H	Sup	Cou	3,156	300	320	14,2	348	0,007	1	0,28	0	3HA12	
		Acc	2,337	300	320	21,7	400	0,003	1	0,18	0		
	Inf	Cou	0	300	320	14,2	348	0	1	0	0		
		Acc	0	300	320	21,7	400	0	1	0	0		

Tableau VI.3

VI.4. Vérifications des poutres à l'ELU

VI.4.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiées 99)

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

-Poutres principales :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 0,30 \times 0,425 \times \frac{2,1}{400} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\text{min}}$  **La condition de non fragilité est vérifiée.**

-Poutres 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.**

VI.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 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Pour la fissuration non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$

-Pour les poutres principales:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{111,844 \times 10^3}{300 \times 425} = 0,88 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  **Les contraintes sont vérifiées**

-Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{83,268 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,85 \text{ MPa}$$

On a : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  **Les contraintes sont vérifiées**

VI.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 :

$$T_u = 111,844\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,425 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 765\text{kN}$$

Les contraintes sont vérifiées

-Poutres secondaires :

$$T_u = 83,268\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,325 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 585\text{kN}$$

Les contraintes sont vérifiées

VI.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) :

$$A_{stmin} \text{ à ancrer} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{111,844.10^3}{348.100} = 3,21 \text{ cm}^2;$$

$$A_{st} \text{ adopté} = 3\text{HA}12 = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

-Poutres secondaires (PS) :

$$A_{st} \text{ min à ancrer} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{5,737.10^3}{348.100} = 0,165 \text{ cm}^2;$$

$$A_{st} \text{ adopté} = 2\text{HA}12 = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

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 $0,9.V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côte travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

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

$$\text{Donc : } A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{1}{f_{su}}$$

-Poutres principales(PP) :

$$A_{stmin} \text{ à ancrer} = \left(96,239 - \frac{25,204}{0,9 \times 0,425} \right) \times \frac{1}{348} = 0,079 \text{ cm}^2$$

$$A_{st\text{adopté}} = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

-Poutres secondaires (PS) :

$$A_{st} \text{ min à ancrer} = \left(83,268 - \frac{23,913}{0,9 \times 0,325} \right) \times \frac{1}{348} = 0,004 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \text{ adopté} = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

VI.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 $U_i = 11,30 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{96,339 \times 10}{0,9 \times 42,5 \times 11,30} = 2,22 \text{ Mpa}$$



Condition vérifiée

-Poutres secondaires PS: 3HA12 \longrightarrow $U_i = 11,30 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{83,268 \times 10}{0,9 \times 32,5 \times 11,30} = 2,51 \text{ Mpa}$$



Condition vérifiée

VI.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.

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

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}; \quad \text{on prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour ϕ 12 : $L_s = 45 \text{ cm}$

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 = 0,4x45 = 18 cm, **L_c = 20 cm.**

Pour φ 12 : L_c = 20cm.

VI.4.7. Calcul des armatures transversales

VI.4.7.1. Poutres principales

-Calcul des espacements

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$ donc $S_t \leq \min \{11,25 ; 12\}$

Soit : S_t = 10cm

Zone courante (travée) : $S'_t \leq \frac{h}{2}$ donc $S'_t \leq 17,5$ cm

Soit : S'_t = 15 cm

-Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12 ; 12,85 ; 30\} = 12\text{mm.}$$

φ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

On prend un cadre et un étrier en HA 8 (φ_t = 8mm)

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.**

VI.4.7.2. 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 = 8cm

Zone courante (travée) : $S'_t \leq \frac{h}{2}$ donc $S'_t \leq 17,50$ cm

Soit : S'_t = 15cm

-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

VI.4.7.3. 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 : $L' = 2 \times 45 = 90 \text{cm}$.

VI.5. 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.

VI.5.1. Etat d'ouverture des fissures (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99).

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

VI.5.2. 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 :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6f_{c28} = \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. Avec } k = 1/k_1; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

σ_s : la contrainte dans l'acier ; A : armatures adoptées à l'ELU

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$$

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	Ferraillage	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{st}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obse
	max à ELS	(cm ²)								
8	49,697	10,18	0,798	0,832	24,06	138,06	5,73	348	15	cv
7	52,254	10,18	0,798	0,832	24,06	145,52	6,048	348	15	cv

Tableau VI.4

-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.

VI.5.3. 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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{45}{450} = 0,1 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$M_t = 26.127 \text{ kNxm}$

$Q = 5.4 \text{ kN/m}$

$G = 18.504 \text{ kN/m}$

$1.35 \times 18.504 + 1.5 \times 5.4 = 33.08 \text{ kN/m}$

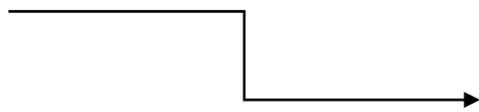
$M_0 = 33.08 \times 4.5^2 / 8 = 83.73 \text{ kNxm}$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{45}{450} = 0,1 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{30,08}{10 \times 83.73} = 0,035 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

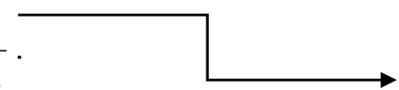
$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_s}{b.d} = \frac{9.04}{30 \times 42,5} = 0,0071 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées

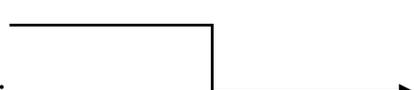
Poutres secondaires

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} &= \frac{35}{330} = 0,106 \\ \frac{1}{16} &= 0,0625 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} .$$


Condition vérifiée

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} &= \frac{35}{330} = 0,106 \\ \frac{M_t}{10M_0} &= \frac{3,66}{10 \times 11,04} = 0,033 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} .$$


Condition vérifiée

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_s}{b.d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_s}{b.d} &= \frac{6,78}{30 \times 32,5} = 0,0069 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} .$$


Condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées

VI.5.4. 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 :

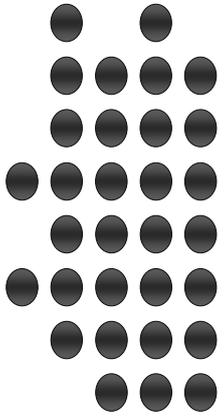
La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

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

Ferrailage des poteaux

CHAPITRE VII : FERRAILLAGES DES POTEAUX

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 :

$$-1,35G+1,5Q ; G+Q\pm E \text{ et } 0,8G\pm E$$

VII.1. Recommandations du RPA (zone IIa)

VII.1.1. Armatures longitudinales (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **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% x b x h**) :

$$\text{Poteau (45x45) : } A_{\min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40) : } A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x35) : } A_{\min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x30) : } A_{\min}=0,008 \times 30 \times 30 = 7,2\text{cm}^2$$

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

$$\text{Poteau (45} \times \text{45) : } A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (40} \times \text{40) : } A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (35} \times \text{35) : } A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$$

$$\text{Poteau (30} \times \text{30) : } A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$$

Zone de recouvrement sera de 6% x b x h

Poteau (45×45) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$

Poteau (40×40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

Poteau (35×35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$

Poteau (30×30) : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

VII.1.2. Conventions

-Efforts normaux :

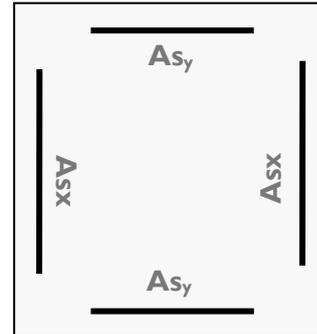
$N > 0$: compression

$N < 0$: traction

-Ferrailage

A_{sx} : armatures dans le sens xx.

A_{sy} : armatures suivant le sens yy.



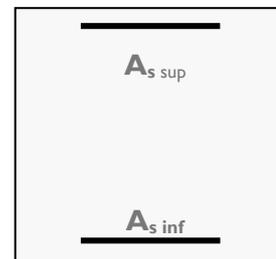
VII.1.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

VII.1.3.1. Section entièrement tendus

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

$A_{st\ sup}$ et $A_{st\ inf}$ seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_t = A_{st\ sup} \times \sigma_{st} + A_{st\ inf} \times \sigma_{st} \\ A_{st\ sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t \left(\frac{h}{2} - c - e_u\right) = 0. \end{cases}$$



VII.1.3.2. 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 :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}} \quad \text{Si } \mu_b < \mu_1 \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA)
donc il faut calculer A_1 et A'_1 .

$$\mu_1 = 0.392.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ pour une SSA

Pour une section doublement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec $\Delta M = M_r - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

VII.1.3.3. Section entièrement comprimée

On dit que une section est entièrement comprimée lorsque l'inégalité (A) n'est pas vérifiée. il y a deux cas possible de ferrailage après vérification de la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \quad (B)$$

-Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}, \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s.$$

-Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures dans la zone comprimée.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad A_s = 0. \text{ Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

VII.2. Ferrailage des poteaux

Ayant des poteaux carrés à tous les niveaux, il seront donc ferrailés d'une manière doublement symétrique. Les résultats seront donnés par le tableau suivant :

Tableau 1 : étages (8,7,6)

niveau	Dimention Pot [cm2]	combi	cas	N (kN)	M (kN.m)	obs.	μ	β	Asup [cm2]	Ainf [cm2]	Ferrailage
8	(30X30)	Cou	1	142,863	2,508	SPC	0,06328	0,9672906	0	-1,943053	Amin=7,2cm ² 8HA12 Aad=9,06cm ²
			2	5,42	3,058	SPC	0,01194	0,9939933	0	0,241317	
			3	95,073	6,984	SPC	0,05923	0,9694541	0	-0,712795	
		Acc	1	190,969	18,49	SPC	0,10225	0,9459534	0	-0,717285	
			2	19,074	18,784	SPC	0,05208	0,9732421	0	1,527988	
			3	19,074	18,785	SPC	0,05208	0,9732421	0	1,527988	
7	(30X30)	Cou	1	202,417	2,989	SPC	0,08784	0,9539604	0	-2,773204	Amin=7,2cm ² 8HA12 Aad=9,06cm ²
			2	96,455	3,577	SPC	0,04879	0,9749795	0	-1,117754	
			3	160,762	8,735	SPC	0,09025	0,9526331	0	-1,488481	
		Acc	1	324,996	27,037	SPC	0,16322	0,9103557	0	-1,408303	
			2	103,695	14,621	SPC	0,06689	0,9653533	0	0,003527	
			3	115,590	28,504	SPC	0,10473	0,9445594	0	1,264137	
6	(35X35)	Cou	1	305,03	2,023	SPC	0,0907	0,9523841	0	-4,481029	Amin=9,8cm ² 4HA14+4HA12 Aad=10,67cm ²
			2	187,258	6,444	SPC	0,06623	0,9657103	0	-2,295793	
			3	264,053	12,133	SPC	0,09957	0,9474566	0	-2,86018	
		Acc	1	463,801	38,261	SPC	0,16062	0,9119366	0	-2,614213	
			2	171,537	15,497	SPC	0,0615	0,9682418	0	-1,049681	
			3	202,183	53,076	SPC	0,12667	0,9320489	0	1,875168	

Tableau VII.1

Tableau 2 : étages (5,4,3)

niveau	Dimention Pot [cm2]	combi	cas	N (kN)	M (kN.m)	obs.	μ	β	Asup [cm2]	Ainf [cm2]	Ferraillage
5	(35X35)	Cou	1	399,054	2,335	SPC	0,11802	0,9370226	0	-5,800734	Amin=9,8cm ² 4HA14+4HA12 Aad=10,67cm ²
			2	276,405	3,061	SPC	0,08468	0,9556996	0	-3,956782	
			3	342,861	12,955	SPC	0,1236	0,9338174	0	-3,897607	
		Acc	1	606,056	47,124	SPC	0,20541	0,8837907	0	-3,300228	
			2	236,785	19,769	SPC	0,08237	0,9569648	0	-1,53084	
			3	594,665	62,636	SPC	0,22707	0,8694109	0	-1,548987	
4	(35X35)	Cou	1	485,737	5,060	SPC	0,14816	0,9194302	0	-6,708761	Amin=9,8cm ² 4HA14+4HA12 Aad=10,67cm ²
			2	388,515	1,628	SPC	0,0994	0,9475476	0	-5,00808	
			3	437,123	10,523	SPC	0,14543	0,9210502	0	-5,457569	
		Acc	1	757,465	56,105	SPC	0,25238	0,8518659	0	-3,829721	
			2	305,734	23,52	SPC	0,10323	0,9454049	0	-2,075671	
			3	733,25	69,331	SPC	0,26769	0,8408152	0	-2,097382	
3	(40X40)	Cou	1	616,134	10,413	SPC	0,14806	0,9194851	0	-8,24311	Amin=12,8cm ² 4HA16+4HA14 Aad=14,19cm ²
			2	497,881	1,953	SPC	0,11087	0,9410957	0	-7,384649	
			3	542,852	17,165	SPC	0,14131	0,9234922	0	-6,608208	
		Acc	1	885,147	77,733	SPC	0,22873	0,8682899	0	-4,58489	
			2	390,491	38,096	SPC	0,10487	0,9444828	0	-2,367387	
			3	836,548	100,559	SPC	0,24442	0,8574786	0	-1,929855	

Tableau VII.2

Tableau 3 : étages (2,1,RDC)

niveau	Dimention Pot [cm2]	combi	cas	N (kN)	M (kN.m)	obs.	μ	β	Asup [cm2]	Ainf [cm2]	Ferrailage
2	(40X40)	Cou	1	747,279	9,936	SPC	0,17592	0,9025411	0	-10,02043	4HA16+4HA14 A _{ad} =14,19cm ²
			2	593,987	1,859	SPC	0,13163	0,9291675	0	-8,744551	
			3	632,062	17,894	SPC	0,16169	0,9112851	0	-7,737169	
		Acc	1	1011,145	81,137	SPC	0,2533	0,8512156	0	-5,460546	
			2	466,989	40,45	SPC	0,12009	0,93584	0	-3,128612	
			3	955,049	106,025	SPC	0,26989	0,8391995	0	-2,457595	
1	(40X40)	Cou	1	866,099	11,677	SPC	0,20411	0,8846346	0	-11,33048	4HA16+4HA14 A _{ad} =14,19cm ²
			2	692,2	1,034	SPC	0,15186	0,9172189	0	-10,1626	
			3	840,398	20,085	SPC	0,20995	0,8808227	0	-10,14398	
		Acc	1	1157,845	71,54	SPC	0,26776	0,8407618	0	-7,7356	
			2	545,32	41,003	SPC	0,13373	0,9279417	0	-4,03483	
			3	685,159	100,466	SPC	0,21906	0,8747904	0	-0,451056	
RDC	(45X45)	Cou	1	1073,585	24,337	SPC	0,20759	0,8823657	0	-13,35407	8HA16 A _{ad} =16,08cm ²
			2	818,851	0,586	SPC	0,14119	0,923565	0	-12,16181	
			3	1072,566	25,313	SPC	0,20835	0,8818709	0	-13,2512	
		Acc	1	1519,109	90,754	SPC	0,26671	0,8415339	0	-11,26331	
			2	648,839	39,998	SPC	0,11482	0,9388502	0	-5,912265	
			3	875,693	140,487	SPC	0,21832	0,8752895	0	-0,86847	

Tableau VII.3

VII.3. Vérification à L'ELU

a) Vérification de l'effort tranchant (Art7.4.3,2/RPA99)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25\text{MPa.}$$

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right)$$

$l_f = 0,70.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0 : Longueur libre du poteau.

-Poteau de (45×45) (RDC) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 363}{45} = 5,64 \rightarrow \delta = 0,075$

-Poteau de (40×40) (1^{er} et 3^{ème} étage) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 261}{40} = 4,567 \rightarrow \delta = 0,04$

-Poteau de (35×35) (4^{ème} et 6^{ème} étage) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 261}{35} = 5,22 \rightarrow \delta = 0,075$

-Poteau de (30×30) (7^{ème} et 8^{ème} étage) : $\lambda_g = \frac{0,70 \times 261}{30} = 6,09 \rightarrow \delta = 0,075$

si : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$

si : $\lambda_g < 5 \rightarrow \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1\text{MPa}$

T^{\max} : l'effort tranchant maximal appliqué au poteau sous les charges sismique (G+Q±E)

-Poteaux 45x45 :(RDC)

T=52,322 (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges(G+Q±E)

$$\frac{52,322 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,273 < 1,875 \quad \text{MPa} \quad \text{OK}$$

-Poteaux 40x40 :(1,2,3^{ème} étage)

T= 68,029(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges(G+Q±E)

$$\frac{68,029 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,45 < 1 \quad \text{MPa} \quad \text{OK}$$

-Poteaux 35x35 (4,5,6^{ème})

T=51,122(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 35x35 sous charges (G+Q±E)

$$\frac{51,122 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,34 < 1,875 \quad \text{MPa} \quad \text{OK}$$

-Poteaux 30x30(4,5 :

T=24,484(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x30 sous charges (G+Q+E)

$$\frac{24,484 \times 10^3}{300 \times 275} = 0,29 < 1,875 \quad \text{MPa} \quad \text{OK}$$

b) Longueur d'ancrage : (Art A.6.1,23/BAEL91) :

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

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi$$

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{cm}$.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{cm}$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{cm}$.

c) 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 tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

D'après le [BAEL 91] 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.

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{cm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{mm}$$

ϕ_t : le plus grande diamètre des armatures longitudinales.

On adopte deux cadre : **4HA8=2,01cm²**

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t \text{ min}=8 \text{cm}$.

d) Espacement des armatures transversales

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «St» des armatures transversales est

fixée comme suite :

-En zone nodale :

$$St \leq \min (10 \phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = (10 \times 1,2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

$$St = 10\text{cm.}$$

-En zone courante :

$$St \leq \min 15 \phi_l^{\min} = 18\text{cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm.}$

Avec : ϕ_l^{\min} : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

e) Les recommandations du (Art .7.4.2, 2/ RPA 99)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e}$$

Avec : T_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

Il est pris égal :

$\rho_a = 2,5$ Si l'élancement géométrique dans la direction considérée ≤ 5

$\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

-Poteaux 45x45 : RDC

T=52,322(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges (G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_c} = \frac{2,5 \times 52,322 \times 10 \times 0,15}{400 \times 0,45} = 1,09 \text{ cm}^2$$

-Poteaux 40x40 :(1,2,3^{eme} étage)

T=68,029(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges(G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_c} = \frac{3,75 \times 68,029 \times 10 \times 0,15}{400 \times 0,40} = 2,39 \text{ cm}^2$$

-Poteaux 35x35 :

T=51,122(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x35 sous charges(G+Q+E))

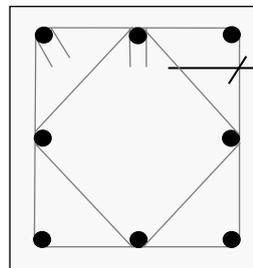
$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_c} = \frac{2,5 \times 51,122 \times 10 \times 0,15}{400 \times 0,35} = 1,19 \text{ cm}^2$$

-Poteaux 30x30 :

T=24,484(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 30x30 sous charges(G+Q+E))

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_c} = \frac{2,5 \times 24,484 \times 10 \times 0,15}{400 \times 0,30} = 0,765 \text{ cm}^2$$

On adopte deux cadres : **2HA8+2HA10=2,57cm²**.



HA8+HA10

cadres en

Les crochets ont une longueur de 8cm.

f) Vérification de la quantité d'armature (Art 7.4.2, 2 / RPA99).

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5$: $A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b$.
- Si $\lambda_g \leq 3$: $A^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

-En zone nodale (St = 10cm) :

Poteaux RDC (45X45)

$$A^{\min} = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,57 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (40X40)(1,2,3^{eme} étage)

$$A^{\min} = 0,3 \% \times St \times b = 0,00408 \times 10 \times 40 = 1,632 \text{ cm}^2 < 2,57 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (35X35)(4,5,6^{eme} etage)

$$A^{\min} = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,57 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (30X30)(7,8^{eme} etage)

$$A^{\min} = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,57 \text{ cm}^2.$$

-En zone courante (St = 15cm) :

Poteaux RDC (45X45)

$$A^{\min} = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 < 2,57 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (40X40)(1,2,3^{eme} étage) (St = 15cm)

$$A^{\min} = 0,3 \% \times St \times b = 0,00408 \times 15 \times 40 = 2,43 \text{ cm}^2 < 2,57 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (35X35)(4,5,6^{eme} etage)

$$A^{\min} = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < 2,57 \text{ cm}^2.$$

Poteaux (30X30)(7,8^{eme} etage)

$$A^{\min} = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,57 \text{ cm}^2.$$

VII.4. Vérifications à l'ELS

a) Vérification des contraintes

Pour le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

-Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

-Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Art.4.5,2/BAEL 91}).$$

Deux cas peuvent se présenter :

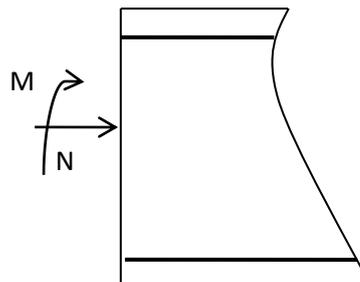
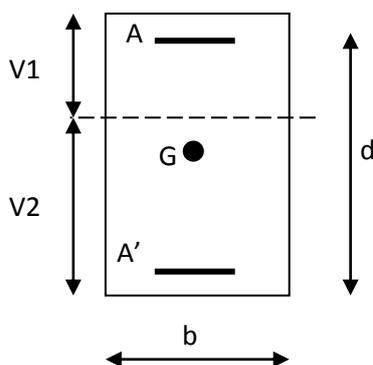
$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

1^{er} cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

-La section homogène est :



$$B_0 = b \times h + n (A_s + A'_s).$$

$$V_1 = I = \frac{1}{B_0} \left(\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \cdot c + A'_s \cdot d) \right) \rightarrow V_2 = h - V_1$$

-Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_2 - C)^2 - A'_s (V_1 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M \times (V_1 - c')}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M \times (V_2 - c)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

N_s : Effort de compression à l'ELS.

M_s : moment fléchissant à l'ELS.

B_0 : section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15 A'_s.$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives, on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

2^{eme} cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section est partiellement comprimée.}$$

Avec :

y_{ser} : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_c : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

C_1 : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

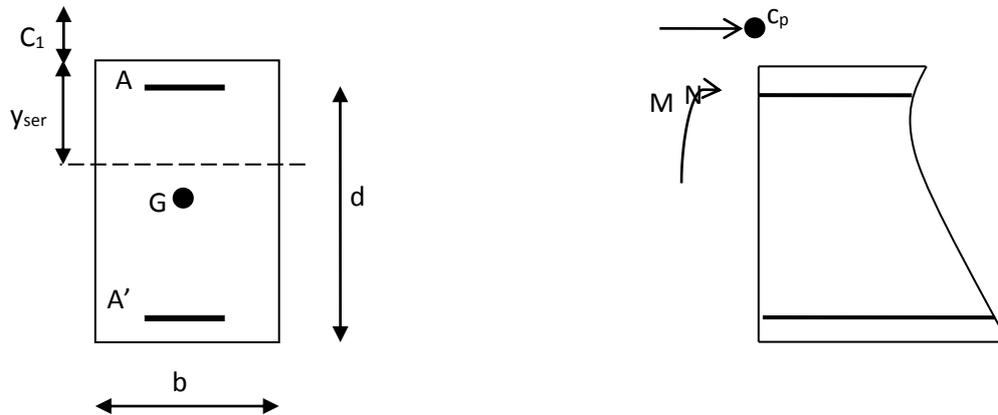
Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = k \times y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \text{ ou } k = \frac{N_{ser} \times y_c}{I_{xx'}}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$I_{xx'} = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A_s'(y_{ser} - c')^2]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1 \text{ et } c_1 = d - e_a \text{ avec : } e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2})$$



$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots (*)$$

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'(c_1 - c')}{b} + 90\frac{A}{b}(d - c')$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90A'(c_1 - c')^2}{b} - 90\frac{A}{b}(d - c')^2$$

$$\text{On calcule : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{si : } \Delta \geq 0 \quad t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; \quad \mu = \sqrt[3]{t} ; y_c = \mu - \frac{p}{3\mu}$$

$$\text{si : } \Delta \leq 0 \quad \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On tiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$$

Niveau	N(kN)	M(kN.m)	e(m)	obs	σ_{b1}	σ_{b2}	σ_{bc}	obs	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_s	obs
RDC	$N_{max}= 741,218$	$M_{cor}= 0,571$	0,00076	SEC	3,24	3,28	15	Verifier	48,7	49,2	348	Verifier
	$N_{min}= 725,1$	$M_{cor}=15,06$	0,020	SEC	2,43	3,95	15	Verifier	37,9	58	348	Verifier
	$N_{cor}=797,705$	$M_{max}=0,42$	0,00052	SEC	3,5	3,52	15	Verifier	52,5	52,8	348	Verifier
1ere	$N_{max}= 630,13$	$M_{cor}= 8,5$	0,013	SEC	2,91	4,16	15	Verifier	45,1	61,3	348	Verifier
2eme	$N_{min}= 363,24$	$M_{cor}=1,6$	0,0043	SEC	1,93	2,15	15	Verifier	29,2	32,1	348	Verifier
3eme	$N_{cor}=611,806$	$M_{max}=14,61$	0,023	SEC	2,35	4,52	15	Verifier	37,7	65,7	348	Verifier
4ere	$N_{max}= 353,388$	$M_{cor}= 3,688$	0,010	SEC	2,19	3	15	Verifier	33,8	44,1	348	Verifier
5eme	$N_{min}= 136,921$	$M_{cor}=4,682$	0,034	SEC	0,48	1,53	15	Verifier	8,54	21,8	348	Verifier
6eme	$N_{cor}=250 ,261$	$M_{max}=9,426$	0,037	SEC	0,78	2,89	15	Verifier	14,4	41,1	348	Verifier
7eme	$N_{max}= 119,865$	$M_{cor}= 4,059$	0,033	SEC	0,47	1,93	15	Verifier	9,17	27,1	348	Verifier
8eme	$N_{min}= 21,42$	$M_{cor}=0,27$	0,012	SEC	0,17	0,26	15	Verifier	2,63	3,81	348	Verifier
	$N_{cor}=117,197$	$M_{max}=6,28$	0,053	SPC	0,04	2,3	15	Verifier	3,93	31,7	348	Verifier

Tableau VII.4

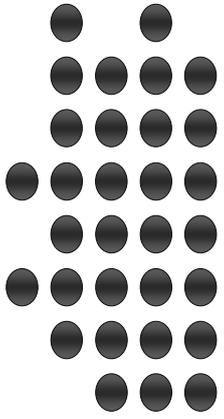
b) Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	N(kN)	M(kN.m)	e(m)	d(cm)	b(cm)	Amin(cm ²)	As(cm ²)	obs
RDC	$N_{max}= 741,218$	$M_{cor}= 0,571$	0,00076	42,5	45	5,71	16,08	Verifier
	$N_{min}= 725,1$	$M_{cor}=15,06$	0,020	42,5	45	6,83	16,08	Verifier
	$N_{cor}=797,705$	$M_{max}=0,42$	0,00052	42,5	45	5,7	16,08	Verifier
1ere	$N_{max}= 630,13$	$M_{cor}= 8,5$	0,013	37,5	40	5,06	14,19	Verifier
2eme	$N_{min}= 363,24$	$M_{cor}=1,6$	0,0043	37,5	40	4,63	14,19	Verifier
3eme	$N_{cor}=611,806$	$M_{max}=14,61$	0,023	37,5	40	5,76	14,19	Verifier
4ere	$N_{max}= 353,388$	$M_{cor}= 3,688$	0,010	32,5	35	3,78	10,67	Verifier
5eme	$N_{min}= 136,921$	$M_{cor}=4,682$	0,034	32,5	35	5,98	10,67	Verifier
6eme	$N_{cor}=250 ,261$	$M_{max}=9,426$	0,037	32,5	35	6,58	10,67	Verifier
7eme	$N_{max}= 119,865$	$M_{cor}= 4,059$	0,033	27,5	30	5,13	9,05	Verifier
8eme	$N_{min}= 21,42$	$M_{cor}=0,27$	0,012	27,5	30	2,89	9,05	Verifier
	$N_{cor}=117,197$	$M_{max}=6,28$	0,053	27,5	30	-33,81	9,05	Verifier

Tableau VII.5



CHAPITRE VIII

Ferrailage des voiles

CHAPITRE VIII : FERRAILLAGE DES VOILES

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

VIII.1.Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VIII.1.1.Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

a)Découpage du diagramme en bandes (d) : des contraintes en bandes de largeur (d)

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

-Section entièrement comprimée exemple avec 3 bandes

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

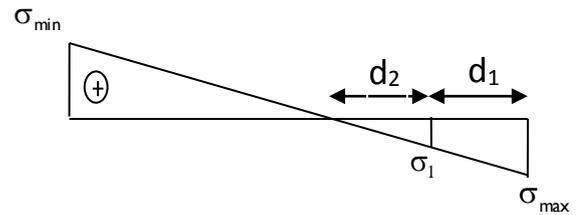
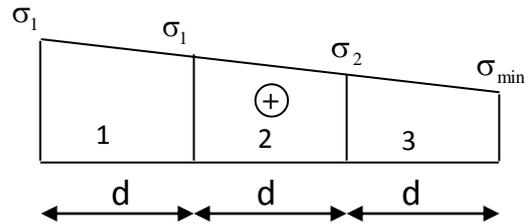
Avec

e : épaisseur du voile.

-Section partiellement comprimée

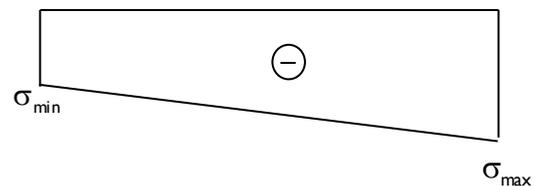
$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$



-Section entièrement tendue

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L \times e$$



A.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 : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

B. Armatures minimales**-Section entièrement comprimée**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

-Section partiellement comprimée

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad \text{Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003).}$$

B : section du tronçon considéré

-Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)

$$A_{\min} \geq 0.002 B$$

Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version2003)

C. Armatures horizontales**-Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

- $A_H > 0,15\% \times B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

-Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D.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 $A_h \geq 0,10\% B$

E.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.

F.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.

G.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

H.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.

I.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 :

$$A_{vj} = I, I \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII.1.2.Vérification

VIII.1.2.1.Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

VIII.1.2.2.Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_u$$

Avec

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VIII.1.3. 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 $e=0,25\text{m}$.

$$\sigma_{\max} = -13294,255 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Traction})$$

$$\sigma_{\min} = -7379,755 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Compression})$$

-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 :

$$L_c = 0$$

$$L = 2,7 \text{ m}$$

Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d \leq \min \left(\frac{4,08}{2}; 0 \right) = 2,04 \text{ m}$$

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)

VIII.1.3.1.Ferraillage du voile

Pour le calcul du ferraillage 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 $\sigma_{com}=9933.018\text{kN/m}^2$, le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression

Donctous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferraillés avec le ferraillage minimum.

-Calcul de la section d'acier**Bande 1 :**

$$\sigma_t = 13294.255\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 11815.63\text{kN/m}^2$$

On a : $d_1=d=0,675\text{m}$

$e=0,20\text{m}$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = 1694.92\text{kN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale : $A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1694.92 \times 10^3}{400 \times 100}$

$$\text{Donc : } A_{v1} = 42.37\text{cm}^2$$

Bande 2 :

$$\sigma_1 = 11815.63\text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 10337\text{ kN/m}^2$$

$$V_u = 50.1\text{kN}$$

On a : $d_2=0.675\text{m}$

$e=0,20\text{m}$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d_2 \times e = 1495.3\text{kN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale : $A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{1495.3 \times 10^3}{400 \times 100}$

$$\text{Donc : } A_{v2} = 37.38\text{cm}^2$$

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 :

$$A_{\min} = 0.002 \times 1350 = \mathbf{2.7\text{cm}^2}$$

-Section d'acier /nappe /bande

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = 21.185 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{\min}}{2} = 18.69 \text{ cm}^2.$$

-Armature de couture

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \text{ avec } \bar{V} = 1,4V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 50.1 \times 10}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

-Armature total

$$\text{Bande 1 : } A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 21.426 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } \mathbf{7HA20} = 21.99 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Bande 2 : } A_{\text{tot2}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 18.93 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } \mathbf{6HA20} = 18.84 \text{ cm}^2.$$

-Vérifications**-Pourcentage minimal dans le voile**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{Bf_{28}}{f_e} ; 0.15\%B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{270 \times 20 \times 2.1}{400} ; \frac{270 \times 20 \times 0.15}{100} \right)$$

$$\mathbf{\text{Donc : } A_{\min} = 28.35 \text{ cm}^2}$$

La section totale adopté dans le voile est égale à :

$$28HA12 + 24HA20 = \mathbf{163.32 \text{ cm}^2}$$



Condition vérifiée.

-Armatures horizontales

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0,15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left[\frac{(163.32)}{4} ; \frac{0,15 \times 270 \times 20}{100} \right]$$

$$A_h \geq 40.83 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \frac{40.83}{2} = 20.415 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

On adopte : 19 HA 12 (e=22cm) =21.64 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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{190,96 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2700} = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$



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

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2081,74 \times 10^3}{250 \times 2700 + 15 \times 46 \times 10^2} = 2,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée.

VIII.1.4.Ferraillage des trumeaux

A. Trumeau Vx1

	RDC	1er étage	2ème étage	3ème étage	4ème étage	5ème étage	6ème étage	7ème étage	8ème étage	
L [m]	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	
ep [m]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	
d [m]	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	
Bande 1	d₁ [cm]	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	
	σ_m	13294.25 5	12883.66	13591.05 7	12896.36	13223.81 2	11928.71	9951.869	8440.66	7112.082
	σ₁	11815.63	11368.25	11492.35	10451.14	10916.6	9814.06	8134.44	7042	5857.35
	N₁ [kN]	1694.92	1637	1693.13	1575.95	1629.477 8	1467.63	1220.82	1045.08	875.43
	A_{v1} [cm²]	42.37	40.92	42.33	39.39	40.73	36.69	30.52	26.13	21.88
Bande 2	d₂ [cm]	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	
	σ₁	11815.63	11368.25	11492.35	10451.14	10916.6	9814.06	8134.44	7042	5857.35
	σ₂	10337	9854.234	9393.64	8005.91	8609.42	7699.42	6317.02	5645.10	4602.62
	N₂ [kN]	1495.3	1432.5	1409.8	1245.85	1318	1182.16	975.37	856.38	706.05
	A_{v2} [cm²]	37.38	35.81	35.245	31.146	32.95	29.55	24.38	21.41	1765
A_{min} / bandes [cm²]	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	
Armatures de couture A_{vj} [cm²]/L	1.93	1.86	1.938	1.89	1.79	1.69	1.54	1.51	1.47	
A₁ / bandes [cm²]= A_{v1}/2	21.185	20.46	21.165	19.695	20.36	18.34	15.26	13.065	10.94	
A₂ / bandes [cm²]= A_{v2}/2	18.69	17.905	17.62	15.573	16.475	14.775	12.19	10.705	8.825	
A_{tot1}/nappe= A₁+ A_{vj}/8	21.426	20.69	21.4	19.93	20.58	18.55	15.45	13.25	11.12	
A_{tot2}/nappe= A₂+ A_{vj}/8	18.93	18.14	17.86	18.80	16.69	14.28	12.383	10.89	9	
Choix par nappe/band e/nappe	A_{tot1} [cm²]	21.99 7HA20	21.99 7HA20	21.99 7HA20	21.99 7HA20	21.99 7HA20	18.84 6HA20	15.70 5HA20	14.07 7HA16	12.06 6HA16
	A_{tot2} [cm²]	18.84 6HA20	18.84 6HA20	18.84 6HA20	18.84 6HA20	18.84 6HA20	15.70 5HA20	12.56 4HA20	12.06 6HA16	10.05 5HA16
e₁ (cm) , e₂ (cm)	11cm , 13cm	11cm , 13cm	11cm , 13cm	11cm , 13cm	11cm , 13cm	13cm , 16cm	16cm , 22cm	11cm , 13cm	13cm , 16cm	
A_{min} voile [cm²]	28.35--- CV	28.35--- CV	28.35--- CV	28.35--- CV	28.35--- CV	28.35--- CV	28.35--- CV	28.35--- CV	28.35---CV	
Armatures horizontale	/ nappe [cm²]	20.415	20.415	20.415	20.415	20.415	17.27	14.13	13.065	11.055
	ado/nap pe [cm²]	RDC :19HA12(e=22 cm²)=21.47(cm²) ; Etage courant: 19HA12(e=17 cm²)=21.47 (cm²)								

Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m ²								
Effort tranchant V _u (kN)		12434.8	15984	16663.72	16248.33	15379.87	14528.83	13261.72	13005.63	12648.015
				5			5	5		
Contraintes	σ _b [MPa]	0.025--- CV	0.032--- CV	0.034--- CV	0.033--- CV	0.0316--- CV	0.029--- CV	0.0273--- CV	0.026--- CV	0.026---CV
cisaillement	σ _u [MPa]	0.036--- CV	0.0448--- CV	0.048--- CV	0.047--- CV	0.0443--- CV	0.041--- CV	0.038--- CV	0.037--- CV	0.036---CV
Contraintes	N _s [kN/m]	2658.851	2638.247	2718.211	2579.271	2644.762	2385.742	1990.374	1688.132	1422.416
ELS	σ _{bc} [MPa]	9.145--- CV	9.497--- CV	9.784--- CV	9.28--- CV	9.52--- CV	8.62--- CV	7.57--- CV	6.54--- CV	5.70---CV

Tableau VIII. I

B. Trumeau VxII

	RDC	1er étage	2ème étage	3ème étage	4ème étage	5ème étage	6ème étage	7ème étage	8ème étage
L [m]	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
ep [m]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d [m]	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675
Bande 1	d ₁ [cm]	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675
	σ _m	13739.205	13531.665	1382.151	13141.561	13540.291	12335.042	10335.986	8859 5
	σ ₁	12153.37	11165.15	11284.88	10992.54	11169.92	10138.5	8444.74	7412.14
	N ₁ [kN]	1747.74	1667.03	1698.99	1629.05	1667.94	1516.96	1267.69	1098.3
	A _{v1} [cm ²]	43.69	41.675	42.37	40.72	41.7	37.92	31.69	27.45
Bande 2	d ₂ [cm]	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675	0,675
	σ ₁	12153.37	11165.15	11284.88	10992.54	11169.92	10138.5	8444.74	7412.14
	σ ₂	10567.53	8798.65	8743.62	8843.53	8799.55	7941.96	6553.49	5965.29
	N ₂ [kN]	1533.67	1347.5	1351.92	1338.93	1347.94	1220.43	1012.38	902.97
	A _{v2} [cm ²]	38.34	33.68	33.79	33.47	33.69	30.51	25.31	22.57
A _{min} / bandes [cm ²]	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	
Armatures de couture Avj [cm ²]/L	1.53	1.81	1.91	1.86	1.8	1.75	1.694	1.69	
A ₁ / bandes [cm ²]= Av ₁ /2	21.845	20.83	21.85	20.36	20.85	18.96	15.84	13.725	
A ₂ / bandes [cm ²]= Av ₂ /2	19.17	16.84	16.895	16.735	16.84	15.255	12.655	11.285	
A _{tot1} /nappe= A ₁ + Avj/8	22	21.06	21.42	20.59	21.07	19.18	16.05	13.93	
A _{tot2} /nappe= A ₂ + Avj/8	19.36	17.07	17.14	16.97	17.07	15.47	12.86	11.498	

Choix par nappe/bande/nappe	A_{tot1} [cm ²]	21.99 7HA20	21.99 7HA20	21.99 7HA20	21.99 7HA20	21.99 7HA20	18.84 6HA20	18.84 6HA20	15.70 5HA20	12.56 4HA20
	A_{tot2} [cm ²]	21.99 7HA20	18.84 6HA20	18.84 6HA20	18.84 6HA20	18.84 6HA20	18.84 6HA20	15.70 5HA20	12.56 4HA20	10.05 5HA16
e_1 (cm) , e_2 (cm)		11cm , 11cm	11cm , 13cm	11cm , 13cm	11cm , 13cm	11cm , 13cm	13cm , 13cm	13cm , 16cm	16cm , 22cm	22cm , 16cm
A_{min} voile [cm ²]		28.35--- CV	28.35--- CV	28.35---CV	28.35---CV	28.35---CV	28.35---CV	28.35---CV	28.35---CV	28.35--- CV
Armatures horizontale	/ nappe [cm ²]	21.99	20.41	20.41	20.41	20.41	18.84	17.27	14.13	11.3
	ado/nappe [cm ²]	RDC :19HA12 (e=22 cm ²) =21.64 (cm ²) ; Etage courant: 19HA12(e=17 cm ²) =21.64 (cm ²)								
Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m ²								
Effort tranchant V_u (kN)		13155.48	15592.5	16420.725	16030.035	15509.745	15117.3	14558.535	14535.315	14175
Contraintes	σ_b [MPa]	0.027--- CV	0.032--- CV	0.0337--- CV	0.0329--- CV	0.0319--- CV	0.031---CV	0.029---CV	0.0299--- CV	0.029--- CV
cisaillement	σ_u [MPa]	0.037--- CV	0.045--- CV	0.047---CV	0.046---CV	0.0446--- CV	0.0435--- CV	0.0419--- CV	0.041---CV	0.0408-- -CV
Contraintes	N_s [kN/m]	2747.841	2706.331	2765.23	2628.312	2708.058	2467	2067.197	1771.801	1964.32
ELS	σ_{bc} [MPa]	9.22---CV	9.3---CV	9.5---CV	9.03---CV	9.3---CV	8.69---CV	7.47---CV	6.74---CV	7.84--- CV

Tableau VIII.2

C. Voile avec deux ouvertures : Trumeaux V_{yIII} , Trumeau V_{yIV}

		RDC	1er étage	2ème étage	3ème étage	4ème étage	5ème étage	6ème étage	7ème étage	8ème étage
L [m]		1	1	1	1	1	1	1	1	1
ep [m]		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d [m]		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Bande 1 Trumeaux V_{yIV}	d_1 [cm]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	σ_m	11550.061	13108.553	11813.671	10946.779	11179.7	9852.345	7953.217	6508.168	4255.648
	σ_1	9571.061	9943.07	8782.96	7970.547	8386.06	7118.29	5636.26	4764.36	2903.47
	N_1 [kN]	1056.07	1152.58	1029.83	945.866	978.288	848.53	679.47	563.6264	357.95
	A_{v1} [cm ²]	26.4	28.81	25.745	23.64	24.457	21.21	16.98	14.09	8.94
Bande 1 Trumeau V_{yV}	d_2 [cm]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	σ_m	12826.725	14815.35	13060.902	11871.724	11845.31	10366.31	8216.296	6608.112	4282.465
	σ_1	9551.664	10172.175	8810.1	7938.65	8303.25	7056.52	5533.83	4704.72	2886.07
	N_2 [kN]	1118.91	1249.37	1093.55	990.51	1007.428	871.145	687.506	565.642	358.42
	A_{v2} [cm ²]	27.97	31.23	27.33	24.76	25.18	21.77	17.18	14.14	8.96
A_{min} / bandes [cm ²]		2	2	2	2	2	2	2	2	2
Armatures de couture A_{vj} [cm ²]/L		3.21	3.14	3.17	3.17	3.02	2.68	2.32	1.93	1.65
A_1 / bandes [cm ²]= $A_{v1}/2$		13.2	14.405	12.87	11.82	12.228	10.60	8.49	7.045	4.47
A_2 / bandes [cm ²]= $A_{v2}/2$		13.985	15.615	13.665	12.38	12.59	10.885	8.59	7.07	4.48
$A_{tot1/\text{nappe}} = A_1 + A_{vj}/8$		13.6	14.8	13.26	12.22	12.60	10.94	8.78	7.28	4.68
$A_{tot2/\text{nappe}} = A_2 + A_{vj}/8$		14.78	16	14.06	12.77	12.97	11.22	8.88	7.31	4.68
Choix par nappe/bande/ nappe	A_{tot1} [cm ²]	15.70 5HA20	17.27 5,5HA20	15.7 5HA20	14.135 4,5HA20	14.135 4,5HA20	12.56 4HA20	10.05 5HA16	8,04 4HA16	6,15 4HA14
	A_{tot2} [cm ²]	15.70 5HA20	17.27 5,5HA20	15.7 5HA20	14.135 4,5HA20	14.135 4,5HA20	12.56 4HA20	10.05 5HA16	8,04 4HA16	6,15 4HA14
e_1 (cm) , e_2 (cm)		12cm , 12cm	10cm , 10cm	12cm , 12cm	12cm , 12cm	12cm , 12cm	16cm , 16cm	12cm , 12cm	16cm , 16cm	16cm , 16cm
$A_{min} \text{ voile}$ [cm ²]		10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV
Armatures horizontale	/ nappe [cm ²]	7.85	8.635	7.85	7.06	7.06	6.28	5.025	3.845	2.82
	ado/nappe [cm ²]	RDC: 19HA10(e=25cm) =14.91 ; Etage courant: 14HA10(e=23cm) =10,92								

Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m ²								
Effort tranchant V _u (kN)		15353.1	20010	20187.6	20230.3	19268.3	17092.7	14825.7	12303.8	10514.8
Contraintes	σ _b [MPa]	0.085--- CV	0.111--- CV	0.112--- CV	0.112--- CV	0.107--- CV	0.095--- CV	0.082--- CV	0.068--- CV	0.058--- CV
cisaillement	σ _u [MPa]	0.12---CV	0.155--- CV	0.1568--- CV	0.157--- CV	0.149--- CV	0.133--- CV	0.115--- CV	0.095--- CV	0.0818--- CV
Contraintes	N _s [kN/m]	2565.345	2963.674	2612.18	2374.345	2369.062	2073.262	1643.26	1321.624	856.493
ELS	σ _{bc} [MPa]	8.719--- CV	9.79---CV	8.878--- CV	8.33---CV	8.311--- CV	7.53---CV	6.31---CV	5.36---CV	3.66---CV

Tableau VIII.3

D. Voile avec ouverture ,2 Trumeau Vy V, Trumeau Vy VI

		RDC	1er étage	2ème étage	3ème étage	4ème étage	5ème étage	6ème étage	7ème étage	8ème étage
L [m]		1	1	1	1	1	1	1	1	1
ep [m]		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d [m]		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Bande 1 Trumeaux Vx IV	d ₁ [cm]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	σ _m	11133.403	12102.091	10840.132	10023.225	10225.074	8862.259	6992.37	5511.511	3197.406
	σ ₁	9195.5	9422.42	8340.99	7575.77	8001.35	6721.74	5260.55	4342.376	2501.24
	N ₁ [kN]	816.445	1076.22	959.0561	879.94	911.32	779.19	612.646	492.7	284.24
	A _{v1} [cm ²]	20.41	26.90	23.97	21.998	22.78	19.48	15.316	12.31	7.12
Bande 1 Trumeau Vx V	d ₂ [cm]	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	σ _m	12619.355	14627	13085.497	11922.604	12157.354	10764.274	8644.523	7172.919	4744.911
	σ ₁	9208.74	10056.16	8939.9	8525.462	8516.33	7355.52	5851.64	4916.96	2988.765
	N ₂ [kN]	1091.40	1234.158	1101.269	1022.40	1033.68	905.98	724.8	604.49	386.68
	A _{v2} [cm ²]	27.28	30.85	27.53	25.65	25.84	22.65	18.12	15.11	9.66
A _{min} / bandes [cm ²]		2	2	2	2	2	2	2	2	2
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		3.18	3.14	3.16	3.16	2.98	2.61	2.24	1.82	1.52
A ₁ / bandes [cm ²]- Av ₁ /2		10.20	13.45	11.985	10.999	11.39	9.74	7.658	6.155	3.56
A ₂ / bandes [cm ²]- Av ₂ /2		13.64	15.425	13.765	12.78	12.92	11.325	9.06	7.555	4.83
A _{tot1} /nappe= A ₁ + Av _j /8		10.60	13.84	12.38	11.39	11.76	10.06	7.938	6.38	3.75
A _{tot2} /nappe= A ₂ + Av _j /8		14.04	15.81	14.15	13.17	13.29	11.65	9.34	7.78	5.02
Choix par nappe/bande/ nappe	A _{tot1} [cm ²]	15.70 5HA20	17.27 5,5HA20	15.70 5HA20	14.13 4,5HA20	14.13 4,5HA20	12.56 4HA20	10.05 5HA16	8.04 4HA16	6.15 4HA14
	A _{tot2} [cm ²]	15.70 5HA20	17.27 5,5HA20	15.70 5HA20	14.13 4,5HA20	14.13 4,5HA20	12.56 4HA20	10.05 5HA16	8.04 4HA16	6.15 4HA14

e_1 (cm) , e_2 (cm)		12cm , 12cm	10cm , 10cm	12cm , 12cm	12cm , 12cm	12cm , 12cm	16cm , 16cm	12cm , 12cm	16cm , 16cm	16cm , 16cm
A_{\min} voile [cm ²]		10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV	10.5---CV
Armatures horizontale	/ nappe [cm ²]	7.85	8.63	7.85	7.06	7.06	6.28	5.025	4.02	3.07
	ado/nappe [cm ²]	RDC: 19HA10(e=25cm) =14.91 ; Etage courant: 14HA10(e=23cm) =10,92								
Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m ²								
Effort tranchant V_u (kN)		15238.9	19999.8	20172.8	20178.4	1931.4	16654.4	14288.9	11634.2	9687
Contraintes	σ_b [MPa]	0.084--- CV	0.111--- CV	0.112--- CV	0.112--- CV	0.105--- CV	0.092--- CV	0.079--- CV	0.0646--- CV	0.053--- CV
cisaillement	σ_u [MPa]	0.118--- CV	0.155--- CV	0.156--- CV	0.156--- CV	0.148--- CV	0.129--- CV	0.111--- CV	0.0902--- CV	0.075--- CV
Contraintes	N_s [kN/m]	2523.87	2925.493	2617.099	2384.52	2431.47	2152.855	1728.905	1434.584	948.982
ELS	σ_{bc} [MPa]	8.58---CV	9.63---CV	8.89---CV	8.37---CV	8.53---CV	7.818--- CV	6.64---CV	5.77---CV	4---CV

Tableau VIII.4

E. Trumeau Vx VII(accenseur)

	RDC	1er étage	2ème étage	3ème étage	4ème étage	5ème étage	6ème étage	7ème étage	8ème étage	
L [m]	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	
ep [m]	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
d [m]	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	
Bande 1	d ₁ [cm]	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	
	σ _m	8356.994	5222.259	4929.292	4166.687	4386.398	3602	2785.107	2348.097	1157.728
	σ ₁	5964.352	4871.455	4133.126	3482.8	3687.85	3011.4	2262.29	2035.69	881.65
	N ₁ [kN]	1145.7	807.49	724.99	611.95	645.94	529.072	403.79	350.7	163.14
	A _{v1} [cm ²]	28.64	20.18	18.12	15.29	16.14	13.22	10.09	8.76	4.07
A _{min} / bandes [cm ²]	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	
Armatures de couture Avj [cm ²]/L	1.764	1.83	1.88	1.77	1.81	1.74	1.53	1.25	1.055	
A ₁ / bandes [cm ²]. Av ₁ /2	14.32	10.09	9.06	7.645	8.07	6.61	5.045	4.38	2.035	
A _{tot1} /nappe= A ₁ + Avj/8	14.54	10.32	9.29	7.87	8.3	6.83	5.23	4.54	4.20	
Choix par nappe/bande/nappe	A _{tot1} [cm ²]	15.70	12.06	10.05	7.69	10.05	7.69	5.65	5.65	5,65
		5HA20	6HA16	5HA16	5HA14	5HA16	5HA14	5HA12	5HA12	5HA12
e ₁ (cm) , e ₂ (cm)	20cm	16cm	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm	
A _{min} voile [cm ²]	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	
Armatures horizontale	/ nappe [cm ²]	15.7	6.28	5.025	3.845	5.025	3.84	2.825	2.825	2.26
	ado/nappe [cm ²]	RDC: 19HA10(e=25cm) =14.91 ; Etage courant: 14HA10(e=23cm) =10,92								
Armatures transversales	4 Epingles HA8 /m ²									
Effort tranchant V _u (kN)	13486.08	18658.88	19089.6	19089.6	18476.64	17794.56	15615.04	12727.36	9939.2	
Contraintes	σ _b [MPa]	0.0468---CV	0.064---CV	0.0663---CV	0.0666---CV	0.064---CV	0.062---CV	0.0542---CV	0.044---CV	0.0373--CV
	σ _u [MPa]	0.065---CV	0.09---CV	0.093---CV	0.093---CV	0.089---CV	0.086---CV	0.0758---CV	0.062---CV	0.052---CV
Contraintes	Ns [kN/m]	1671.399	1074.651	907.14	907.14	877.28	720.4	557.02	469.619	297.227
ELS	σ _{bc} [MPa]	6.456---CV	4.336---CV	3.816---CV	3.952---CV	3.68---CV	3.136---CV	2.5184---CV	2.112---CV	1.3696--CV

Tableau VIII.5

F. Trumeau Vy VIII(ascenseur)

		RDC	1er étage	2ème étage	3ème étage	4ème étage	5ème étage	6ème étage	7ème étage	8ème étage
L [m]		1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
ep [m]		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
d [m]		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Bande 1	d ₁ [cm]	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
	σ _m	12533	8801.185	8006.898	7394.397	7961.726	7169.74	5934.726	5187.76	2537.34 6
	σ ₁	8618.35	6579.29	6117.31	5423.68	5955.27	5232.82	4198.314	3787.59	1606.59 7
	N ₁ [kN]	1692.10	1230.43	1129.31	1025.44	1113.34	9922.048	810.64	718.028	331.51
	A _{v1} [cm ²]	42.3	30.76	28.24	25.63	27.83	24.8	20.26	17.95	8.28
A _{min} / bandes [cm ²]		3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		12.38	9.89	9.026	7.91	8.41	7.17	5.83	5.857	4.89
A ₁ / bandes [cm ²]= Avj/2		21.15	15.38	14.12	12.815	13.915	12.4	10.13	8.975	4.14
A _{tot1} /nappe= A ₁ + Avj/8		22.69	16.61	15.25	13.80	14.968	13.29	10.86	9.70	4.75
Choix par nappe/bande/nappe	A _{tot1} [cm ²]	23.55	18.84	15.70	15.70	15.70	15.70	12,06	10,05	5.65
		7,5HA20	6HA20	5HA20	5HA20	5HA20	5HA20	6HA16	5HA16	5HA12
e ₁ (cm) , e ₂ (cm)		11cm	16cm	20cm	20cm	20cm	20cm	16cm	20cm	20cm
A _{min} voile [cm ²]		16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV	16.8---CV
Armatures horizontale	/ nappe [cm ²]	11.775	9.849	7.85	7.85	7.85	7.85	6.28	5.025	2.82
	ado/nappe [cm ²]	RDC: 19HA10(e=25cm) =14.91 ; Etage courant: 14HA10(e=23cm) =10,92								
Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m ²								
Effort tranchant V _u (kN)		94610.56	100746.24	91939.52	80651.04	85679.52	73081.6	59410.4	59666.56	49819.3 6
Contraintes	σ _b [MPa]	0.328---CV	0.35---CV	0.319---CV	0.28---CV	0.297---CV	0.25---CV	0.206---CV	0.207---CV	0.173---CV
cisaillement	σ _v [MPa]	0.45---CV	0.49---CV	0.447---CV	0.39---CV	0.41---CV	0.35---CV	0.2884---CV	0.29---CV	0.24---CV
Contraintes	N _s [kN/m]	2506.604	1760.237	1610.078	1478.879	1592.345	1433.949	1186.945	1037.552	507.469
ELS	σ _{bc} [MPa]	6.65---CV	6.504---CV	6.2---CV	5.71---CV	6.14---CV	5.536---CV	4.8---CV	4.368---CV	2.288---CV

Tableau VIII.6

G. Trumeau Vy VIII

		RDC	1er étage	2ème étage	3ème étage	4ème étage	5ème étage	6ème étage	7ème étage	8ème étage
L [m]		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ep [m]		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
d [m]		0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Bande 1	d ₁ [cm]	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	σ _m	8666.354	5293.246	4099.630	4233.331	4420.175	3383.293	2858.616	2631.815	1756.694
	σ ₁	6997.627	4302.76	3725.95	3427.11	3327.8	2612.4	2246.9	1915.4	1167.516
	N ₁ [kN]	626.627	379.84	313.02	306.41	309.919	239.82	204.22	181.88	116.96
	A _{v1} [cm ²]	15.66	9.49	7.82	7.66	7.7479	5.99	5.10	4.54	2.92
A _{min} / bandes [cm ²]		3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		6.394	5.71	5.70	5.46	7.28	3.2	5.87	6.52	5.44
A ₁ / bandes [cm ²] _± Av ₁ /2		7.83	4.745	3.91	3.83	3.874	3	2.55	2.27	1.46
A _{tot1} /nappe= A ₁ + Avj/8		8.629	5.46	4.626	4.51	4.78	3.39	3.28	3.08	2.14
Choix par nappe/bande/nappe	A _{tot1} [cm ²]	9.42	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
		3HA20	3HA16	3HA16	3HA16	3HA16	3HA16	3HA16	3HA16	3HA16
e ₁ (cm) , e ₂ (cm)		11cm	16cm	20cm	20cm	20cm	20cm	16cm	20cm	20cm
A _{min} voile [cm ²]		8.4---CV	8.4---CV	8.4---CV	8.4---CV	8.4---CV	8.4---CV	8.4---CV	8.4---CV	8.4---CV
Armatures horizontale	/ nappe [cm ²]	4.71	3.015	3.015	3.015	3.015	3.015	3.015	3.015	3.015
	ado/nappe [cm ²]	RDC: 19HA10(e=20cm) =14.91 , etage courant: 16HA10(e=20cm) =12,48								
Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m ²								
Effort tranchant V _u (kN)		23679.36	29098.8	29067.6	27706.4	37098.8	34295.36	29927.12	33482.4	27705.44
Contraintes	σ _v [MPa]	0.164---CV	0.20---CV	0.20---CV	0.192---CV	0.26---CV	0.24---CV	0.207---CV	0.235---CV	0.192---CV
cisaillement	σ _u [MPa]	0.23---CV	0.28---CV	0.28---CV	0.27---CV	0.36---CV	0.333---CV	0.29---CV	0.32---CV	0.269---CV
Contraintes	Ns [kN/m]	1733.271	1072.174	3352.268	846.666	884.035	743.949	571.723	526.363	391.621
ELS	σ _{bc} [MPa]	6.4---CV	4.37---CV	13.67---CV	3.45---CV	3.60---CV	3.03---CV	2.33---CV	2.14---CV	1.59---CV

Tableau VIII.7

VIII.1.5. Étude des linteaux

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees 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 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

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 ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

On doit avoir :

$$V = \min(V_1; V_2)$$

$$\text{Avec : } V_2 = 2 \cdot V_{u \text{ calcul}} \text{ et } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

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 :

$$M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$$

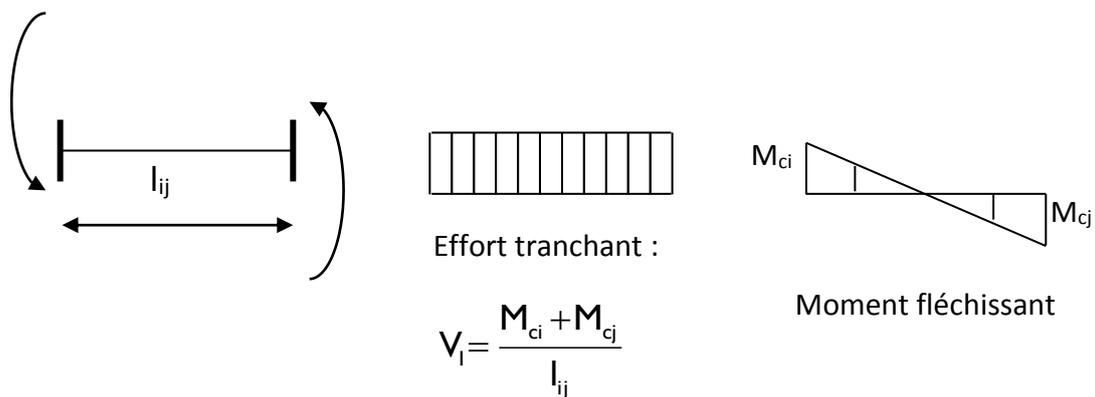


Fig1 : Efforts internes dans le linteau.

-Deuxième cas $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

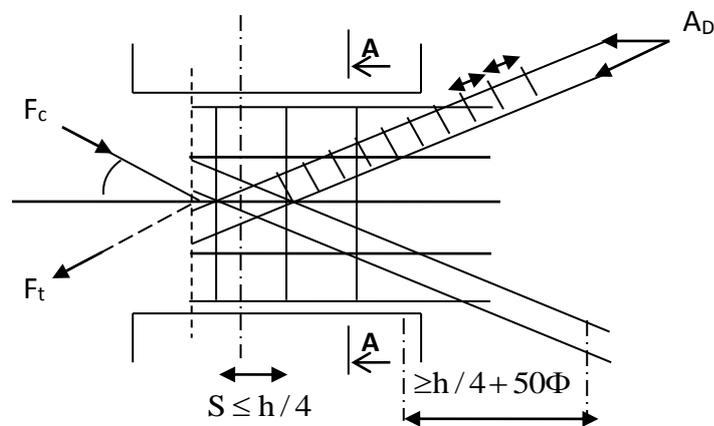
Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

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

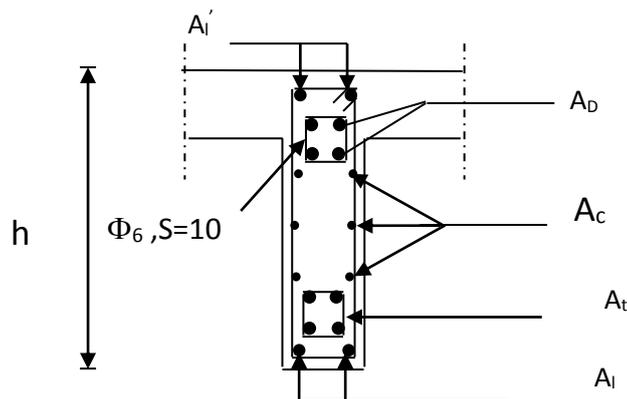


Fig2 : Schéma de ferrailage du linteau.

-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

$$A_D \geq 0.15 \% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

C. Exemple de calcul (file B- 4^{ème} étage)

Les caractéristiques géométriques du Linteau :

$$h = 0,96 \text{ m}$$

$$l = 1,3 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

-Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \quad ; \bar{V} = 1,4 \times V_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 19,31 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 960} = 0,156 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,156 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

-Armatures longitudinales

$$\tau_b = 0,156 \text{ MPa} < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

$$A_l = \frac{19,31 \times 48 \times 10}{90 \times 400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = 2\text{HA8/nappe} \Rightarrow A_l = 1,01 \text{ cm}^2$$

-Armatures transversales

$$\tau_b = 0,156 \text{ MPa} < 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{96}{4} = 24 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{130}{100} = 1,3 > 1$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times \bar{V}}{f_c \times Z}$$

$$A_t \geq \frac{0.15 \times 1.4 \times 19.31 \times 10^3}{400 \times 0.9} = 0.11$$

Soit : 2 HA 8 $\Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

-Armatures de peau

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 20 \times 96 = 3.84 \text{ cm}^2$$

Soit : A = 8HA10 a disposé en deux nappes avec : $S_t = 18 \text{ cm} \Rightarrow A_c = 6.28 \text{ cm}^2$

-Armatures diagonales

$\tau_b = 0.156 \text{ MPa} < 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Donc ses armatures diagonales ne sont pas nécessaires \Rightarrow

$$A_D = 0$$

-Longueur d'ancrage

La longueur d'ancrage des armatures dans les trumeaux est :

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{96}{4} + (50 \times 1.2) = 84 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_a = 90 \text{ cm}$$

Le schéma du ferrailage de l'exemple de calcul sera comme suit :

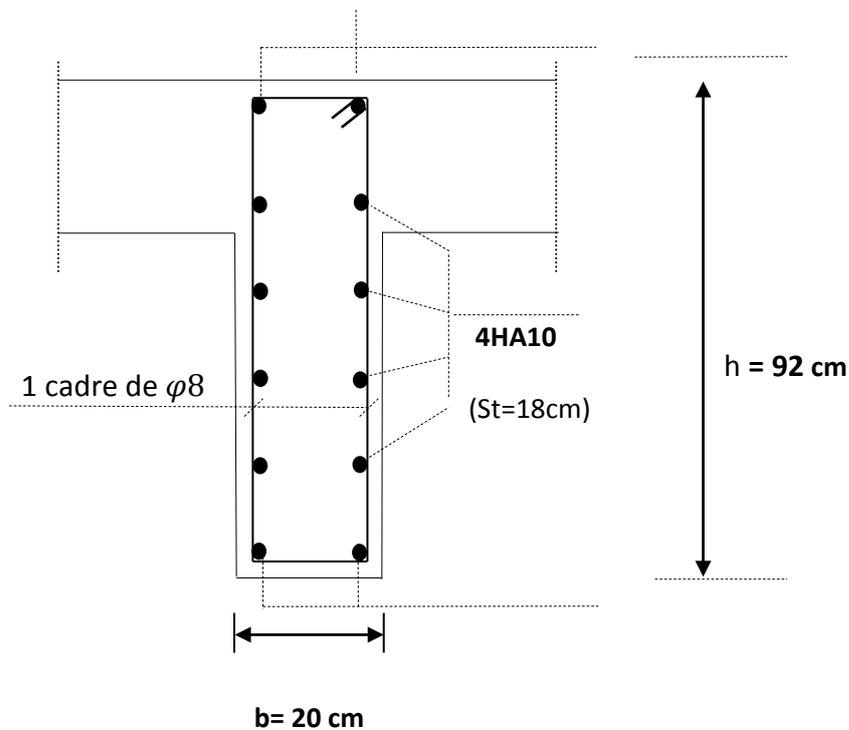


Fig 3 : Schéma de ferrailage du linteau

-Ferrailages des linteaux fille B

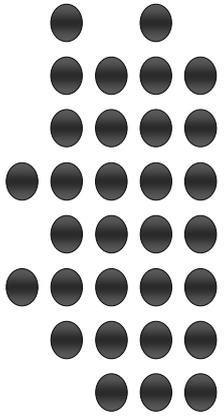
etage		RDC	1ère,2,3,4,5ème	6,7,8ème
L [m]		1,3	1,3	1,3
e [m]		0,2	0,2	0,2
h [m]		1,98	0,96	0,96
Contraintes de cisaillement	τ_b [MPa]	5	5	5
	τ_b [MPa]	0,066	0,156	0,122
	Vu [kN]	16,84	19,31	15,13
ferrailage des linteaux	τ_b [MPa]	1,5	1,5	1,5
	τ_b [MPa]	0,066	0,156	0,122
	$A_1=A_1'$ [cm ²]	0,22	0,25	0,20
	Choix des barres	2HA8=1,01		2HA8=1,01
	λ_g	0,65	1,35	1,35
	A_t [cm ²]	0,021	0,11	0,088
	Choix des barres	2HA8=1,01		2HA8=1,01
	A_D [cm ²]	/	/	/
	Choix des barres	/	/	/
	A_c [cm ²] / 2 nappes	7,92	3,84	3,84
	Choix des barres	8,58	6,28	6,28

Tableau VIII.8

-Ferrailages des linteaux fille D

etage		RDC	1ère,2,3,4,5ème	6,7,8ème
L [m]		1,3	1,3	1,3
e [m]		0,2	0,2	0,2
h [m]		1,98	0,96	0,96
Contraintes de cisaillement	τ_b [MPa]	5	5	5
	τ_b [MPa]	0,042	0,15	0,117
	Vu [kN]	10,79	19,03	14,44
ferrailage des linteaux	τ_b [MPa]	1,5	1,5	1,5
	τ_b [MPa]	0,042	0,15	0,117
	$A_1=A_1'$ [cm ²]	0,14	0,254	0,195
	Choix des barres	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01
	λ_g	0,65	1,35	1,35
	A_t [cm ²]	0,295	0,111	0,0842
	Choix des barres	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01
	A_D [cm ²]	/	/	/
	Choix des barres	/	/	/
	A_c [cm ²] / 2 nappes	7,92	3,84	3,84
	Choix des barres	8,58	6,28	6,28

Tableau VIII.9



CHAPITRE IX

Etude de l'infrastructure

CHAPITRE IX : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. 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 :

a) 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.

b) 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

IX.2. Etude du sol

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 1,5 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.

IX.3. 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.

IX.3.1. 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 :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \Rightarrow \frac{45}{45} = 1$$

d'ou $A = B$

$$\text{Alors } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{ser} = 781,549 \text{ kN}; \sigma_{sol} = 0,1 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{781,549}{100}} = 2,79 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2,79 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

IX.3.2. Semelles filantes**IX.3.2.1. 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 :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ 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 :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

-Exemple de calcul

Poteaux	$N_i (G+Q)$	Moment	$e_i(m)$	$N_i \times e_i$	$M_i + N_i \times e_i$
A	709,745	0,614	7,6	5394,062	5394,676
B	690,397	0,614	4,1	2830,6277	2831,2417
C	672,708	0,614	0,9	605,4372	606,0512
D	646,175	0,614	-3,9	2520,0825	-2520,6965
E	671,630	0,608	-7,6	5104,388	-5104,996
Total	3390,655	/	/	/	1206,2764

Tableau IX.1

On obtient

$$R = \sum N_i = 3390,655 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1206,2764}{3390,655} = 0,3557 \text{ m}$$

$$e = 0,3557 < \frac{15,2}{6} = 2,533 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{3390,655}{15,2} \left(1 + \frac{6 \times 0,3557}{15,2}\right) = 254,390 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{3390,655}{15,2} \left(1 - \frac{6 \times 0,3557}{15,2}\right) = 191,748 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{3390,655}{15,2} \left(1 + \frac{3 \times 0,3557}{15,2}\right) = 238,729 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{238,729}{150} = 1,59 \text{ m}$$

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux : $1,59 \times 15,2 = 24,168 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_P :

$$S_P = (24,168 \times 7) + [(2,50 \times 3)] \times 1,59 = 181,101 \text{ m}^2$$

IX.3.2.2. 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 0,15 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 x L
V _{X1}	1747,55	3,2	3,64	11,648
V _{X2}	1710,51	3,2	3,56	11,392
V _{X3}	1042,772	2,1	3,31	16,951
V _{X4}	1058,79	2,1	3,36	7,056

Tableau IX.2

-Sens y-y

Voiles	N _i (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L
V _{X1}	1203,83	3,8	2,11	8,02
V _{X2}	1387,895	3,8	2,43	9,23
V _{X3}	1005,58	2,1	3,19	6,7
V _{X4}	525,08	1,3	2,69	3,50

Tableau IX. 3

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_V = \sum B_i \times L_i = 74,5 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_P + S_V = 181,101 + 74,5 = 255,59 \text{ m}^2$$

Calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{\text{batiment}}}$

$$\frac{S_T}{S_{\text{Batiment}}} = \frac{255,59}{345,24} = 0,74 \Rightarrow 74\% \text{ De la surface de l'assise.}$$

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{sol} = 1,5bars$), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 74% c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filante.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

IX.3.3. 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.

IX.3.3.1. Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25cm.

Selon la condition forfaitaire :

$$\text{-Sous voile: } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,35 \text{ m ; } 54 \text{ cm} \leq h \leq 87 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70\text{cm}$.

-Sous poteau, la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

Une hauteur minimale de 25cm

$$L_{\max} = 4,8\text{m} ; h_d \geq \frac{435}{20} = 21,75\text{cm}$$

On prend : $h_d = 40\text{cm}$.

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{435}{10} = 43,5 \text{ cm}$$

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.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,35\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,87 \text{ m}$$

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 : **$h_d = 40 \text{ cm}$** .

Calcul de la surface du radier :

-Les charges

La charge permanente totale à la base **$G = 30429,19 \text{ kN}$** .

La charge d'exploitation totale à la base **$Q = 5193,605 \text{ k}$** .

-Les combinaisons

L'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 30429,19 + 1.5 \times 5193,605 = 48869,81 \text{ k}$.

L'ELS : $N_s = G + Q = 30429,19 + 5193,605 = 35622,79 \text{ k}$.

IX.3.3.2. Caractéristiques du radier

a) Surface du radier

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{48869,81}{1,33 \times 150} = 244,96 \text{ m}^2.$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{35622,79}{150} = 237,48 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = m(\text{SELU} ; \text{SELS}) = 244,96 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 328,08 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 244,96 \text{ m}^2.$$

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.**

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débords}} = 328,08 + (76,2) \times 0,5 = \mathbf{366,18 \text{ m}^2}.$$

b) Poids total du radier

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0,40 \times 366,18 + (1,00 - 0,4) \times 0,50 \times 25 \times [(15,2 \times 7) + (20,4 \times 5) + (7,2) + (2,5 \times 3) - (38 \times 0,45)] = 5206,8 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{TVO}} = 17 \times (1,00 - 0,4) \times 263,18 = 2684,436 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{dalles flottante}} = 25 \times 0,1 \times 263,18 = 657,95 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{radier totale}} = \mathbf{8549,186 \text{ kN.}}$$

c) Poids total du radier et la structure

G_t = poids du radier + poids de la structure :

$$G_t = 8549,186 + 30429,19 = \mathbf{38978,376 \text{ kN.}}$$

d) Surcharge total

Q_t = surcharge du radier + surcharge de la structure :

$$Q_t = 1,5 \times 366,18 + 5193,605 = 5742,875 \text{ kN}$$

$$Q_t = \mathbf{5742,875 \text{ kN}}$$

e) Combinaisons d'actions

Etat Limite Ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{61235,12 \text{ kN.}}$$

Etat Limite de Service :

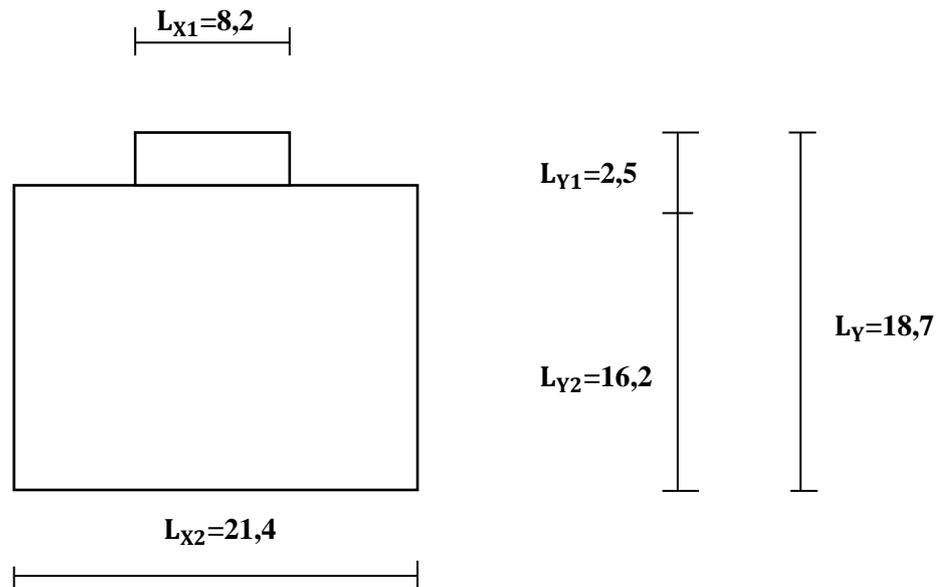
$$N_s = G + Q = \mathbf{44721,251 \text{ kN}}$$

f) Centre de gravité de la semelle du radier

$$y_G = \frac{S_1 \times \frac{LY_1}{2} \oplus S_2 \times \left(\frac{LY_1}{2} \oplus \frac{LY_2}{2} \right)}{(S_1 \oplus S_2)} = 8,62 \text{ m.}$$

$$X_G = \frac{LX}{2} = 10,7 \text{ m.}$$

g) Moments d'inertie de la semelle du radier



$$I_{xx} = \frac{l_{x1} \times l_{y1}^3}{12} + S_1 \left(\frac{l_{y1}}{2} - Y_G \right)^2 + \frac{l_{x2} \times l_{y2}^3}{12} + S_2 \left(L_{y1} + \frac{l_{y2}}{2} - Y_G \right)^2$$

$$I_{yy} = \frac{l_{y1} \times l_{x1}^3}{12} + \frac{l_{y2} \times l_{x2}^3}{12}$$

$$I_{xx} = 9285 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 13345 \text{ m}^4$$

IX.3.3.3. 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 :

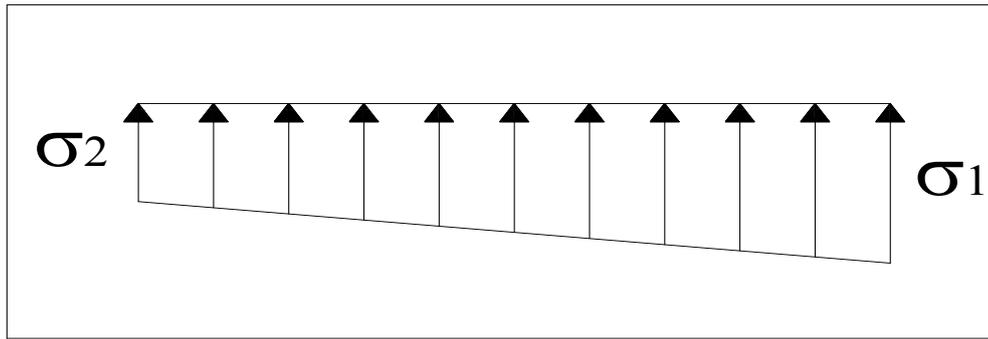


Fig. IX.1. Diagramme des contraintes sous le radier.

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 $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Exemple : tableau la ou on trouve les valeurs des efforts et moment souhaité du robot

Sens x-x :

Cas accidentel : G+Q±E

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]
4/ 1	9,094 10,024 2,337	7171,980	6771,973	-4061,692	6190,220	961,759	1162,403	239,519	317,231	-792,630	1955,241	67,964
4/ 2	8,974 10,011 8,414	4694,069	3177,513	3555,110	4217,176	476,093	230,979	230,145	322,394	-1221,197	1452,176	98,734
4/ 3	8,974 10,011 9,474	3504,969	5524,559	5106,115	3324,826	260,143	16,045	216,998	354,844	-1253,078	1269,923	91,096
4/ 4	8,974 10,011 12,534	2753,941	5551,373	5032,612	2584,147	169,794	-124,075	195,280	337,781	-1220,606	1096,532	82,178
4/ 5	8,912 9,997 15,853	1906,092	6029,859	5263,931	1866,417	119,676	541,047	171,879	240,365	-743,493	1284,540	54,737
4/ 6	8,912 9,997 18,713	1476,540	6537,406	5105,429	1332,170	144,369	405,526	153,300	231,008	-860,774	1086,299	48,554
4/ 7	8,912 9,997 21,773	1076,232	5977,450	4185,759	917,577	158,655	262,041	129,987	206,629	-555,010	817,051	40,813
4/ 8	8,850 9,983 24,892	743,284	4893,477	2951,044	599,709	143,574	460,660	99,399	151,406	-251,646	712,306	23,609
4/ 9	9,389 10,404 27,972	440,855	2819,723	1617,459	370,839	70,015	173,574	56,518	187,217	-169,086	342,660	10,786
4/ 10	6,583 6,952 30,056	124,646	128,927	35,887	82,499	42,147	13,189	9,618	54,975	-15,109	28,298	1,459

FIG. IX.2. tableau des efforts à la base du bâtiment

sens	Nature de valeur	G	Q	Ex	Ey
x-x	N	38978,376	5742,875	7171,98	/
	V	/	/	1162,403	/
	M	3665,341	1005,923	6771,973	/
y-y	N	38978,376	5742,875	/	6055,612
	V	/	/	/	3195,685
	M	3665,341		/	12108,723

Tableau IX.4

IX.3.3.3.1. Sens x-x

a) Cas accidentel G+Q±E

$$M_x = 11443,24 + (1162,403 \times 1,00 \times 2,897) = 14810,72 \text{ kNm.}$$

$$N = 51893,23 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{51893,23}{366,18} + \frac{14810,72}{13345} \times 10,7 = 153,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{51893,23}{366,18} - \frac{14810,72}{13345} \times 10,7 = 129,83 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 153,6 + 129,83}{4} = 147,65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2 .$$



Condition vérifiée

b) Cas accidentel 0,8G±E

$$M_x = 10437,314 + (1162,403 \times 1,00 \times 2,897) = 13804,79 \text{ kNm.}$$

$$N = 38978,376 \times 0,8 + 7171,98 = 38354,68 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{38354,68}{366,18} + \frac{13804,79}{13345} \times 10,7 = 115,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{38354,68}{366,18} - \frac{13804,79}{13345} \times 10,7 = 93,67 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 115,81 + 93,67}{4} = 110,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2 .$$



Condition vérifiée

c) Cas courant 1,35G+1,5Q

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 61235,12 \text{ kN}$$

$$M_x = 3665,314 + 1005,973 = 4671,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{61235,12}{366,18} + \frac{4671,29}{13345} \times 10,7 = 170,97 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{61235,12}{366,18} - \frac{4671,29}{13345} \times 10,7 = 163,48 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 170,97 + 163,48}{4} = 169,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33\sigma_{sol} = 199,5 \text{ kN/m}^2 .$$



Condition vérifiée

d) Cas service G+Q

$$N_u = G + Q = 44721,25 \text{ kN}$$

$$M_x = 3665,314 + 1005,973 = 4671,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{44721,25}{366,18} + \frac{4671,29}{13345} \times 10,7 = 125,87 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{44721,25}{366,18} - \frac{4671,29}{13345} \times 10,7 = 118,83 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 125,87 + 118,83}{4} = 124,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2 .$$



Condition vérifiée

IX.2.3.3.2. Sens y-y**a) Cas accidentel G+Q±E**

$$M_y = 17079,987 + (3195,685 \times 1,00 \times 2,897) = 26337,88 \text{ kNm.}$$

$$N = 50776,86 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{50776,86}{366,18} + \frac{26337,88}{9285} \times 8,62 = 163,11 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{50776,86}{366,18} - \frac{26337,88}{9285} \times 10,08 = 110,07 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 163,11 + 110,07}{4} = 149,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ kN/m}^2 .$$

**Condition vérifiée****b) Cas accidentel 0.8G±E**

$$M_y = 15774,064 + (3195,685 \times 1,00 \times 2,897) = 25031,96 \text{ kNm.}$$

$$N = 38978,376 \times 0,8 + 6055,612 = 37238,312 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{37238,312}{366,18} + \frac{25031,96}{9285} \times 8,62 = 124,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{37238,312}{366,18} - \frac{25031,96}{9285} \times 10,08 = 74,52 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 124,93 + 74,52}{4} = 112,33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ kN/m}^2 .$$

**Condition vérifiée****c) Cas courant 1,35G+1,5Q**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 61235,12 \text{ kN}$$

$$M_Y = M_G + M_Q = 3665,341 + 1005,923 = 4671,264 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{61235,12}{366,18} + \frac{4671,264}{9285} \times 8,62 = 171,55 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{61235,12}{366,18} - \frac{4671,264}{9285} \times 10,08 = 162,15 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 171,55 + 162,15}{4} = 169,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} = 199,5 \text{ kN/m}^2 .$$



Condition vérifiée

d) Cas service G+Q

$$N_s = G + Q = 44721,25 \text{ kN}$$

$$M_Y = 3665,314 + 1005,973 = 4671,29 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_x} V = \frac{44721,25}{366,18} + \frac{4671,29}{13345} \times 8,62 = 125,14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{61235,12}{366,18} - \frac{4671,29}{13345} \times 10,08 = 118,6 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 125,14 + 118,6}{4} = 123,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \sigma_{sol} = 300 \text{ kN/m}^2 .$$



Condition vérifiée

IX.3.3.4. Les vérifications**IX.3.3. 4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$b = 1 \text{ m}, d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{amax}}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{u\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2 \times S_{radier}} = \frac{61235,12 \times 1 \times 4,35}{2 \times 366,18} = 363,72 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{363,72 \times 10^3}{10^3 \times 360} = 1,01 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée

IX.3.3.4.2. Vérification à l'effort sous pressions

$$P \geq \alpha \times S_{Radier} \times \gamma \times Z$$

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 $\alpha = 1,5$

$$p = (G_{superstructure} + G_{infrastructure}) = 38978,376 \text{ kN}$$

$$\alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 366,18 \times 10 \times 1,00 = 5492,7 \text{ kN}$$

$$P = 38978,376 \geq 5492,7 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

IX.3.3.4.3. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$(N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}).$$

IX.3.3.4.4. Vérification pour les poteaux

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante.

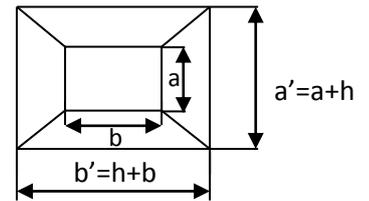
$$(N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28})$$

Avec

N_u : charge de poteau à L'ELU égale à 1073,585kN

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 60cm



$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,6) \times 2 = 4,2\text{m}$$

$$N_u = 1073,585 \leq 0,045 \times 4,2 \times 25000 = 4725 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

IX.3.3.4.5. Vérification pour les voiles

Pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

Il faut vérifier que $(N_u \leq 0,045 \times U_i \times f_{c28})$

$$\text{Avec : } U_i = ((0,25 + 1) + 2 \times 0,60) \times 2 = 4,9\text{m}$$

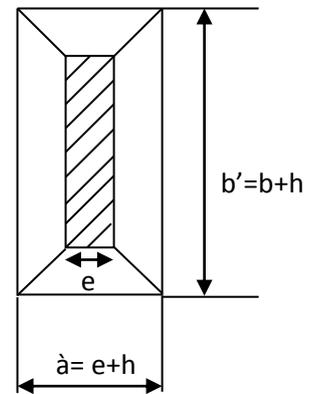
N_u : charge de calcul à L'ELU du voile

le plus sollicité vaut 1398,763 kN

Donc

$$0,045 \times 4,9 \times 25000 = 5512,5 \text{ kN}$$

$$1398,763 \leq 5512,5 \text{ kN}$$



Condition vérifiée

IX.3.3.4.6. 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 :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{26337,88}{44721,25} = 0,58\text{m} < \frac{18,7}{4} = 4,675\text{m}$$

Condition vérifiée

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{14810,72}{44721,25} = 0,33\text{m} < \frac{21,4}{4} = 5,35\text{m}$$

Condition vérifiée

IX.3.3.5. 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 :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

IX.3.3.5.1. 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.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,6}{4,25} = 0,84$$



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 :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{N_{\text{urad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = 167,5 - \frac{12365 \cdot 306}{366,18} = 133,73\text{kN/ml}$$

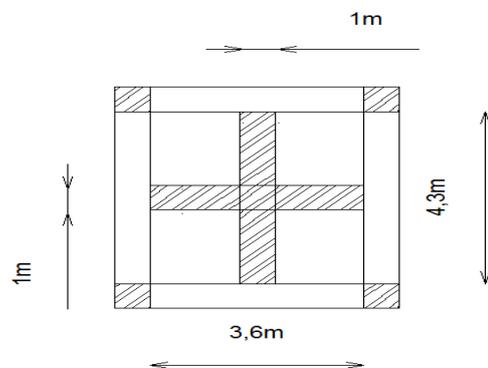


Fig.IX.3. Dimensions du panneau de dalle.

A. Calcul a l'état limite ultime

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0520 \\ \mu_y = 0,667 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-x} = 0,0520 \times 133,73 \times 3,6^2 = 90,12 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_x$$

$$M_{0-y} = 0,667 \times 90,12 = 60,11 \text{ kN.m}$$

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 : $M_{a-x} = 45,06 \text{ kN.m}$

$$M_{a-y} = 30,055 \text{ kN.m}$$

Moments en travée : $M_{t-x} = 76,6 \text{ kN.m}$

$$M_{t-y} = 51,1 \text{ kN.m.}$$

A.1. Ferrailage suivant x-x

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0,987$$

$$A_{Ax} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{45 \times 10^3}{0,987 \times 35 \times 348} = 3,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{Ax} = 3,74 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA10 = 3,93 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{76,6 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,031 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0,978$$

$$A_{Ax} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{76,5 \times 10^3}{0,978 \times 35 \times 348} = 6,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 6,42 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA14 = 7,69cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

A.2. Ferrailage suivant y-y

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,017 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,017 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0,991$$

$$A_{Ay} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{30 \times 10^3}{0,991 \times 35 \times 348} = 2,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{Ax} = 2,48 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA10 = 3,93cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{51 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,029 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0,985$$

$$A_{Ax} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{51 \times 10^3}{0,985 \times 35 \times 348} = 4,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 4,25 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA12 = 5,65cm²/ml** avec un espacement de 25cm.

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 HA14	5 HA12

Tableau IX.5

Remarque :

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

B. Vérification à l'état limite ultime**B.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

$$W_x = \frac{A_{\min x}}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} = 0,0008 \times \frac{(3 - 0,84)}{2} = 0,000864.$$

$$A_{\min x} = W_x \times b \times h = 0,000864 \times 100 \times 40 = 3,456 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2 \text{ (en appuis et en travée).}$$

$$A_{\min x} < A_x$$

→ **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**

B.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**

B.3. Vérification de la contrainte tangentielle

(Art.A.5.2,2 /BAEL91modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

-Au milieu de U

$$T_U = \frac{P}{3 \times L_y} = \frac{133,73}{3 \times 4,3} = 10,36 \text{ kN.}$$

-Au milieu de V

$$T_U = \frac{P}{2 \times L_y + L_x} = \frac{133,73}{2 \times 4,3 + 3,60} = 10,96 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{10,96 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0,031 \text{ MPa.}$$

$$0,44 \times \frac{25^{1/2}}{1,5} = 1,467 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,031 \text{ MPa} < 1,467 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < 1,467 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée****C. Vérification à l'état limite de service**

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0589 \\ \mu_y = 0,764 \end{cases}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{N_{\text{srad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = 124,11 - \frac{9098,456}{366,18} = 99,26 \text{ kN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 75,77 \text{ kN.m;}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 57,89 \text{ kN.m;}$$

-Sens x-xMoments sur appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 37,885 \text{ kN.m.}$ Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 64,40 \text{ kN.m.}$ **-Sens y-y**Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 28,95 \text{ kN.m.}$ Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 49,2 \text{ kN.m.}$

Sens	Désignation	Moment à L'ELS	A_s à L'ELS	A_s adopté à L'ELU	Observation	Ferrailage à L'ELS
x-x	Appui	98,71	3,14	3,93	C.V	5HA10
	Travée	167,81	5,65	7,69	C.V	5HA14
y-y	Appui	75,42	2,51	3,93	C.V	5HA10
	Travée	128,214	4,52	5,65	C.V	5HA12

Tableau IX.6

IX.3.3.5.2. Ferrailage des nervures

A. Détermination des sollicitations

$q_u = 133,73 \text{ kN/m}^2$ (sans radier)

$q_s = 99,26 \text{ kN/m}^2$

Remarque :

-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.1 Sens x-x

Nervure centrale (file D) :

Calcul des charges

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée a une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant a chacune seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges [triangulaire & trapézoïdale] vers celle-ci

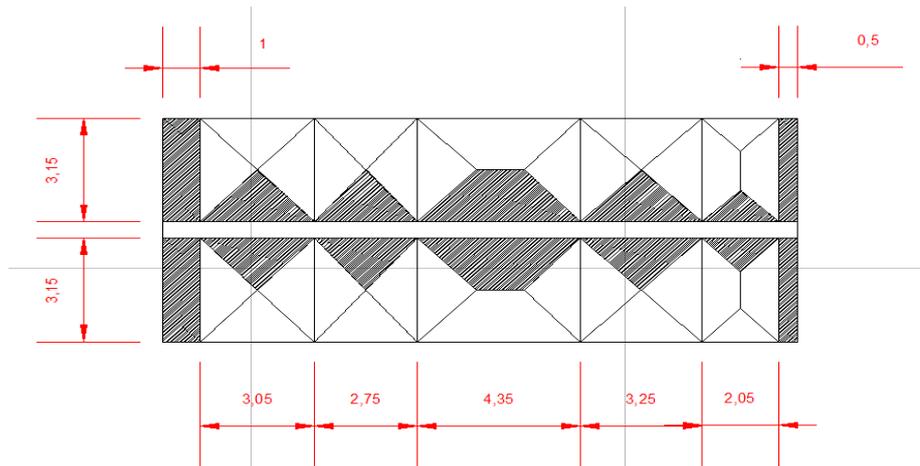
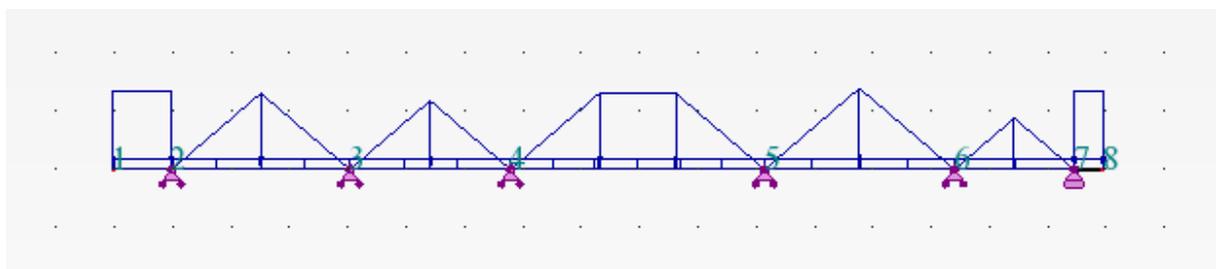


Fig.IX.4. Distribution des charges des panneaux sur la nervure D.



Les charges reprises par la nervure q_1 , q_2

$q_1 = q$ sous nervure –poids propre de la nervure rectangulaire tous le long de la nervure

$q_2 =$ revenant a la nervure selon la section fissuré triangulaire & trapézoïdale

q sous nervure= $133 \times 0.5 = 66.5 \text{ kN/ml}$

Poids propre de la nervure= $0.6 \times 0.5 \times 25 \times 1 = 7.5 \text{ kN/ml}$

$$q_1 = 66.5 - 7.5 = 59 \text{ kN/ml}$$

$q_2 =$ charge revenant à la nervure selon la section fissuré

Exemple q_2 pour la travée 1-2 = $133.73 \times 3.05 = 407.87$ kN/ml

Appui	Moments	
	ELU [kN.m]	ELS [kN.m]
1	0	0
2	240.36	177.4
3	147.36	108.38
4	467.89	345
5	544.92	401.56
6	638.28	100.05
7	59.92	44.35
8	0	0

Tableau IX. 7 Moment sur appuis

Travée	Longueur (m)	ELU [kN.m]	ELS [kN.m]
1-2	1	-60	-44.06
2-3	3.05	191.39	141.26
3-4	2.75	-3.1	-2.34
4-5	4.35	441.8	325.75
5-6	3.25	137.44	100.79
6-7	2.05	31.13	22.74
7-8	0.5	-14.72	-11

Tableau IX. 8 Moments en travée :

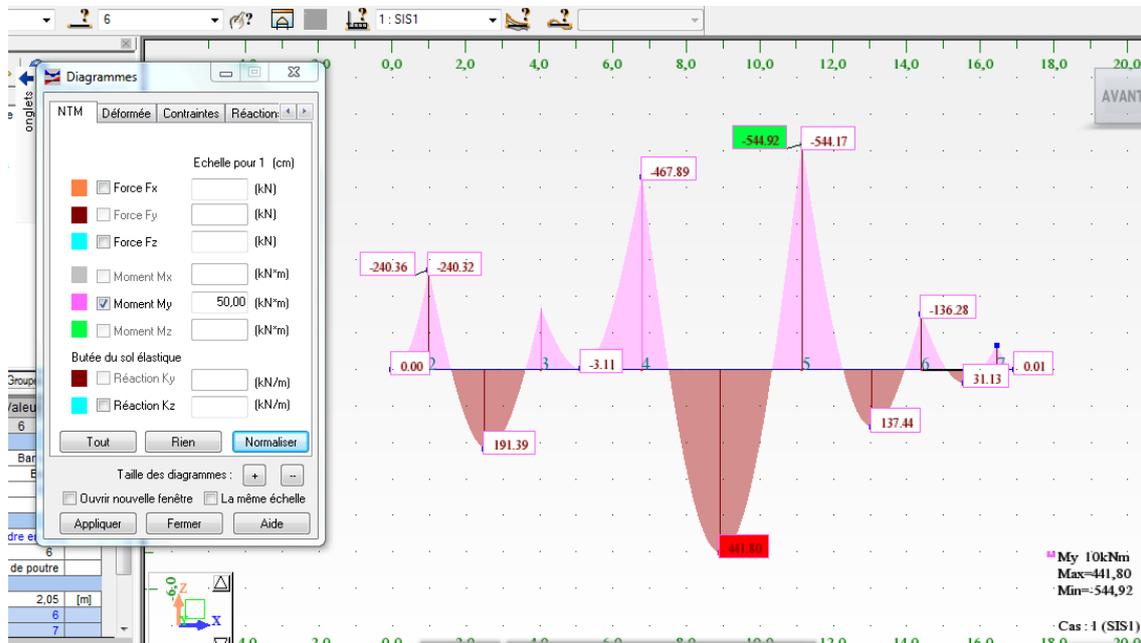


Fig.IX.5. Diagramme des moments a l'ELU

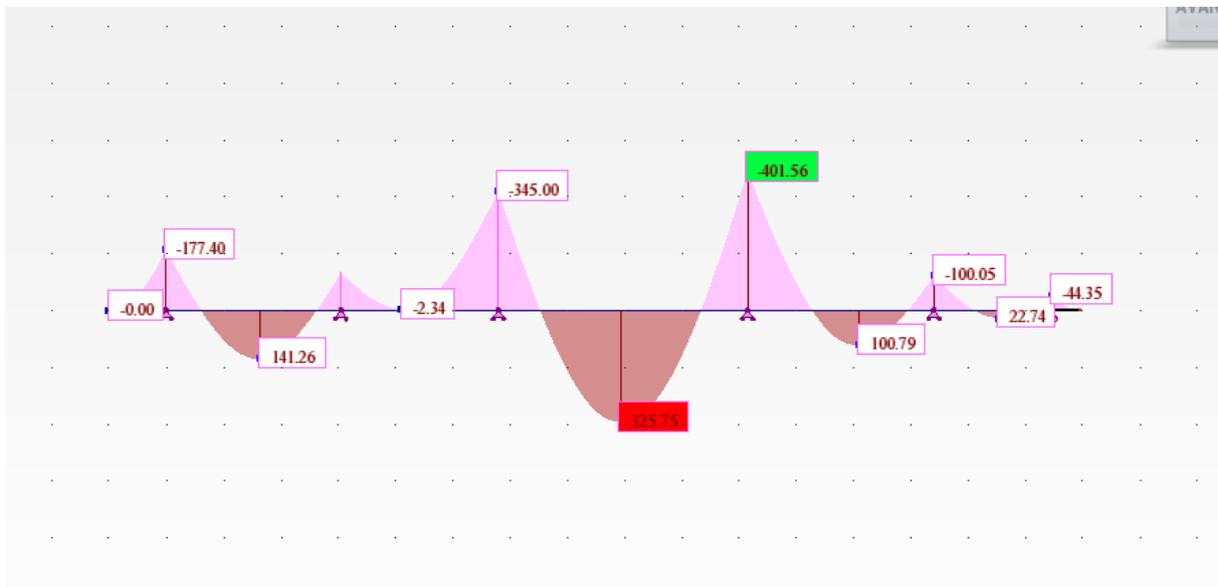


Fig.IX.6. Diagramme des moments a l'ELS

Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T_I	0	432.08	218.08	688.35	575.52	238.64	240.36
T_J	480.64	371.1	450.92	723.29	323.19	164.14	0

Tableau IX.9

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T_I	0	317.72	159.55	506.64	423.34	174.64	177.4
T_J	354.8	272.47	331.63	532.65	237.79	120.3	0

Tableau IX.10

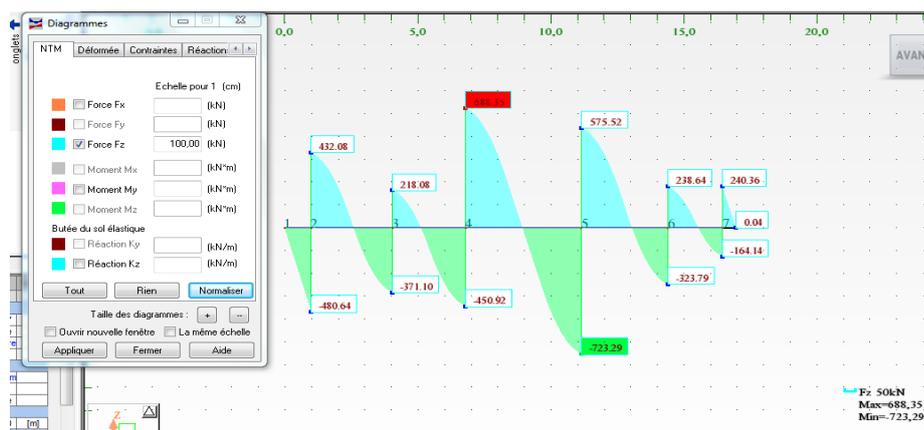


Fig.IX.7. Diagramme des efforts tranchants ELU

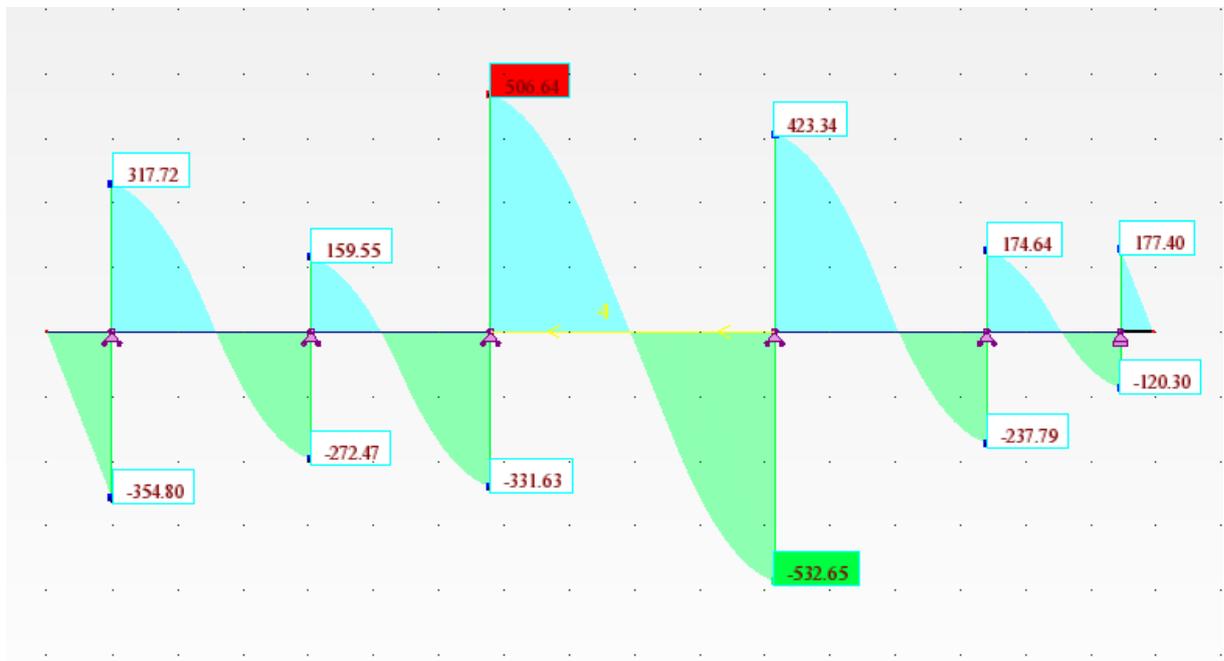
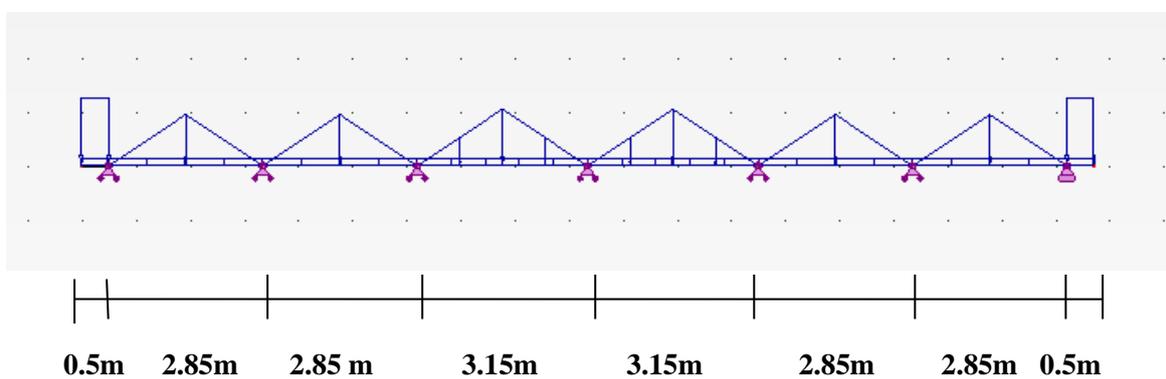


Fig.IX.8. Diagramme des efforts tranchants ELS

A.2 Sens y-y

Nervure centrale (file 3) :



Moment sur appuis

Appui	Moments	
	ELU [kN.m]	ELS [kN.m]
1	0	0
2	70.95	52.42
3	228.51	168.1
4	223.67	164.69
5	288.38	212.39
6	223.67	164.69
7	228.51	168.1
8	70.95	52.42
9	0	0

Tableau IX. 11

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [kN.m]	ELS [kN.m]
1-2	0.5	17.62	13.37
2-3	2.85	171.67	125.89
3-4	2.85	92.2	67.95
4-5	3.15	166.37	122.66
5-6	3.15	166.37	122.66
6-7	2.85	92.21	67.95
7-8	2.85	171.67	125.89
8-9	0.5	17.62	13.37

Tableau IX. 12

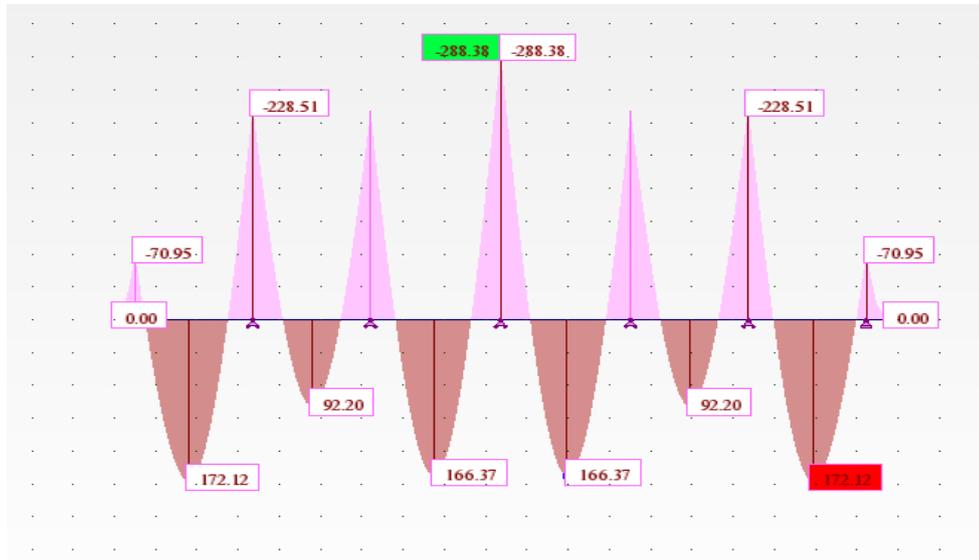


Fig.IX.9. Diagramme des moments a l'ELU

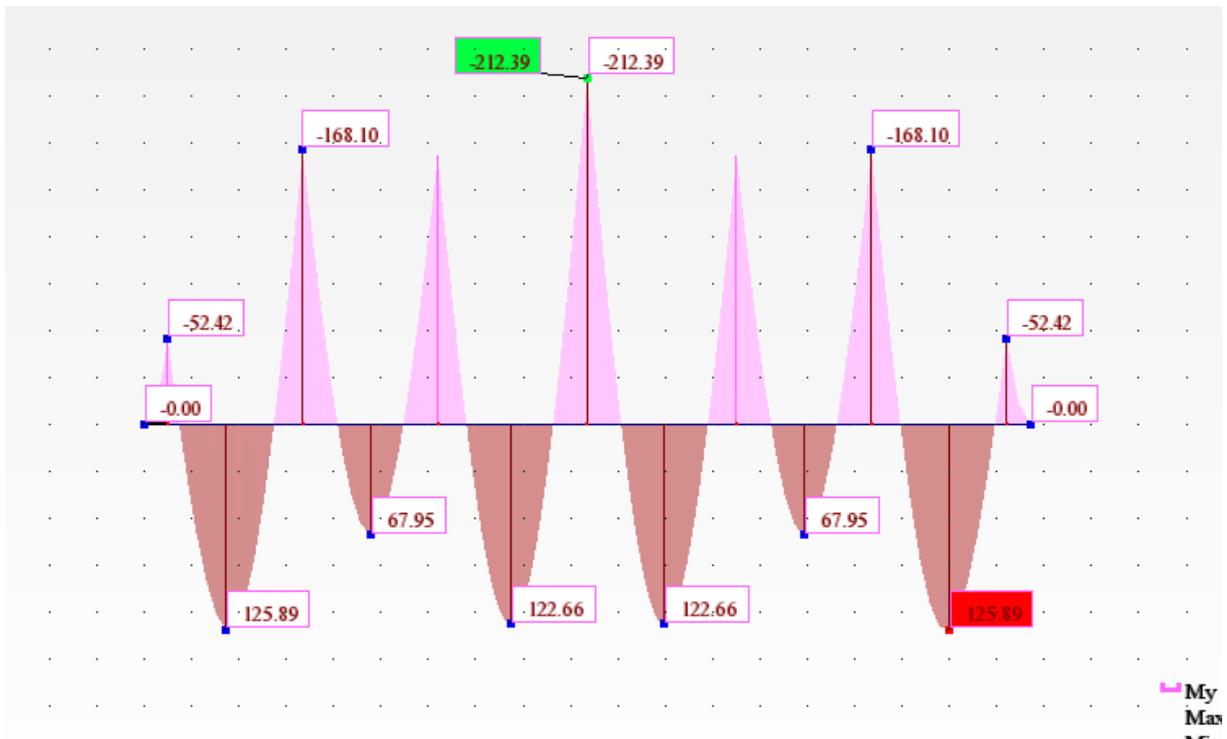


Fig.IX.10. Diagramme des moments a l'ELS

My
Max

Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
T_I	0	300.92	357.9	404.74	445.82	354.5	411.49	283.79
T_J	283.79	411.49	354.4	445.82	404.74	357.9	300.92	0

Tableau IX. 13

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9
T_I	0	221.13	262.91	297.56	327.85	260.52	302.3	209.7
T_J	209.7	302.3	260.52	327.85	297.56	262.91	221.13	0

Tableau IX. 14

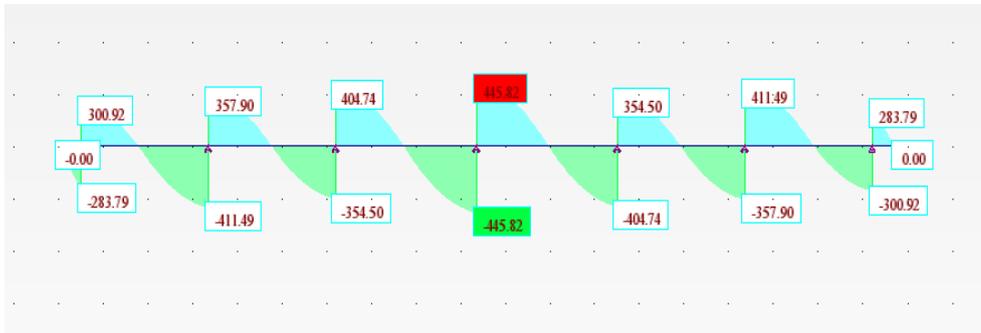


Fig.IX.11. Diagramme des efforts tranchants ELU

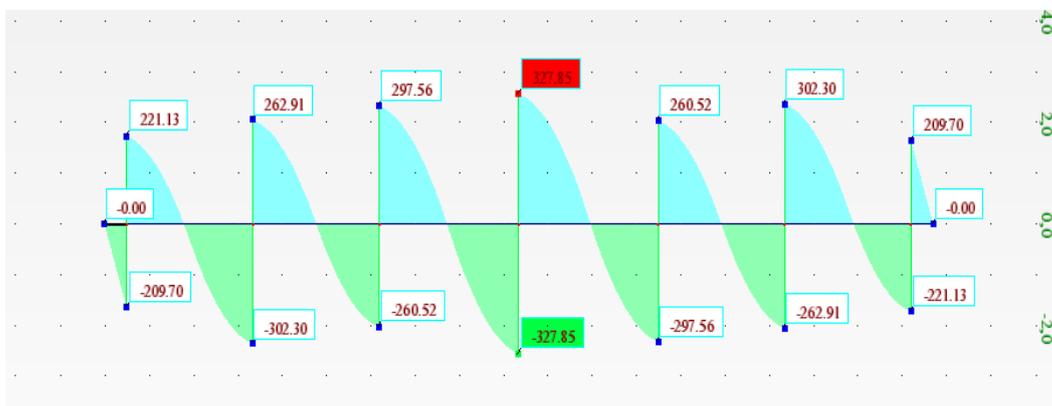


Fig.IX.12. Diagramme des efforts tranchants ELS

B. Calcul du ferrailage des nervures

Sens x-x :

-Nervure de rive (file D)

zone	Mu (kN.m)	μ	μl	Obs	β	Ast	Aadopté (cm ²)
1	240,4	0,04	0,392	SSA	0,99	7,34	4HA20= 12.56 cm ²
1-2	191,4	0,03	0,392	SSA	0,99	5,83	4HA16= 8.04 cm ²
2	147,4	0,02	0,392	SSA	0,99	4,48	4HA20= 12.56 cm ²
2-3	3,1	0	0,392	SSA	1	0,09	4HA16= 8.04 cm ²
3	467,9	0,07	0,392	SSA	0,98	14,4	4HA20+2HA14= 15.64 cm ²
3-4	441,8	0,07	0,392	SSA	0,98	13,6	4HA16+4HA14= 14.19 cm ²
4	544,9	0,09	0,392	SSA	0,98	16,8	4HA20+2HA20= 18,84 cm ²
4-5	137,4	0,02	0,392	SSA	0,99	4,18	4HA16= 8.04 cm ²
5	638,3	0,1	0,392	SSA	0,97	19,8	4HA20+4HA16= 20.68 cm ²
5-6	31,13	0	0,392	SSA	1	0,94	4HA16= 8.04 cm ²
6	59,92	0,01	0,392	SSA	1	1,82	4HA20= 12.56 cm ²

Tableau IX. 15

On adopte le meme ferrailage pour toutes les nervures sens xx

Sens y-y :

-Nervure centrale (file 3)

zone	Mu (kN.m)	μ	μl	Obs	β	Ast	Aadopté (cm ²)
1	70,95	0,01	0,392	SSA	1	2,15	4HA16 =8.04cm ²
1-2	171,7	0,03	0,392	SSA	0,99	5,23	4HA14 =6.16cm ²
2	228,5	0,04	0,392	SSA	0,99	6,97	4HA16 =8.04cm ²
2-3	92,2	0,01	0,392	SSA	1	2,8	4HA14 =6.16cm ²
3	223,7	0,03	0,392	SSA	0,99	6,83	4HA16 =8.04cm ²
3-4	166,4	0,03	0,392	SSA	0,99	5,07	4HA14 =6.16cm ²
4	288,4	0,05	0,392	SSA	0,99	8,82	4HA16+2HA12 =8.04+2.26=10.3cm ²
4-5	166,4	0,03	0,392	SSA	0,99	5,07	4HA14 =6.16cm ²
5	223,7	0,03	0,392	SSA	0,99	6,83	4HA16 =8.04cm ²
5-6	92,2	0,01	0,392	SSA	1	2,8	4HA14 =6.16cm ²
6	228,5	0,04	0,392	SSA	0,99	6,97	4HA16 =8.04cm ²
6-7	171,7	0,03	0,392	SSA	0,99	5,23	4HA14 =6.16cm ²
7	70,95	0,01	0,392	SSA	1	2,15	4HA16 =8.04cm ²

Tableau IX. 16

On adopte le meme ferrailage pour toutes les nervures sens yy .

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 2HA14=3.08cm² comme armature de peau.

C. Vérification à l'ELU**C.1. 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 : $A_t = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,74 \text{ cm}^2$



• **Condition vérifiée**

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

$$T_u^{\max} = 723,29 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{723,29 \times 10}{50 \times 95} = 1,52 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1,52 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$



• **Condition vérifiée**

C.3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

(Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

-Influence sur les armatures inférieures

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{723,29 \times 10^3 - \frac{544,92 \times 10^6}{0,9 \times 950}}{348} = 247 \text{ mm}^2 = 2,47 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 20,68 \text{ cm}^2 \geq A_u = 2,47 \text{ cm}^2$$



• **Condition vérifiée**

-Influence sur le béton

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

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 50 \times 95 \times \frac{25}{1,5} = 2850 \text{ kN} \geq 723,29 \text{ kN}$$



• **Condition vérifiée**

C.4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis

(Art A.6.1,3/ BAEL91 modifiées 99).

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

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

$$\tau_{se} = \frac{723,29 \times 10}{0,9 \times 95 \times 45,216} = 1,87 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$



• **Condition vérifiée**

Pas de risque d'entraînement des barres.

C.5. 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 : **4 HA 8 = 2,01 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 :

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

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})} ; \quad \text{AN : } S_t \leq \frac{2,01 \times 0,9 \times 400}{50 \times 1,15 \times (1,59 - 0,14 \times 5)}$$

$$S_t = 14,13 \leq 21,24 \text{ cm}$$

-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 :

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 50} = 13,4 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{h/4 ; 12\phi\} = \min \{25 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}\} = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t\max} \leq \min (22,98 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 24 \text{ cm}) = 22,98 \text{ cm}.$$

On opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$

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 $S_t = 15 \text{ cm}$

C.6. Vérification de la section minimale du RPA

$$A_{t\min} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t\text{adopté}} > A_{t\min}$$



• **Condition vérifiée**

D. Vérification à L'ELS

État d'ouverture des fissures BAEL91 : Art A.4.5, 32

Les fondations peut être alternativement noyés et immergés en, eau dans ce cas la contrainte de

traction des armatures est : $\sigma_{adm} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{f_{tj} \times \eta} \right)$

: $\sigma_{adm} = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{2.1 \times 1.6} \right) = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63\text{MPa}$

Etat limite de résistance du béton en compression BAEL91 : Art 4.5.2

La contrainte de compression du béton est limité a $\sigma_{adm} = 0.6 \times 25$

$\sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Tapez une équation ici.

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

Sens x-x :

Nervure de rive (file D) :

zone	Ms (kN.m)	A _{inf} Adop (cm ²)	A _{sup} Adop (cm ²)	σ _{cal} MPA	σ _{adm} MPA	obs	σ _{s cal} MPA	σ _{adm} MPA	obs	A adopté (cm ²) final
1	177.4	12.56	8.04	171.1	201.63	C.V	3.6	15	C.V	4HA20=12.56(cm ²)
1-2	141.26	8.04	12.56	210.2	201.63	C.N.V	2.3	15	C.V	4HA16+2HA16 =12.06(cm ²)
2	108.38	12.56	8.04	104.5	201.63	C.V	2.2	15	C.V	4HA20=12.56(cm ²)
2-3	2.34	8.04	12.56	3.5	201.63	C.V	0.1	15	C.V	4HA16=8.04(cm ²)
3	345	15.64	8.04	269.3	201.63	C.N.V	6.4	15	C.V	4HA20+2HA20+2HA14 =21.92(cm ²)
3-4	325.75	14.19	12.56	279	201.63	C.N.V	6	15	C.V	4HA20+2HA20+2HA12 =21.1(cm ²)
4	401.56	18.84	8.04	262.1	201.63	C.N.V	6.9	15	C.V	4HA20+4HA20 =25.13(cm ²)
4-5	100.79	8.04	12.56	150	201.63	C.V	2.4	15	C.V	4HA16=8.04(cm ²)
5	100.05	20.68	8.04	59.7	201.63	C.V	1.7	15	C.V	4HA20+4HA16= 20.68(cm ²)
5-6	22.74	8.04	12.56	33.8	201.63	C.V	0.5	15	C.V	4HA16=8.04(cm ²)
6	44.35	12.56	8.04	42.8	201.63	C.V	0.9	15	C.V	4HA20=12.56(cm ²)

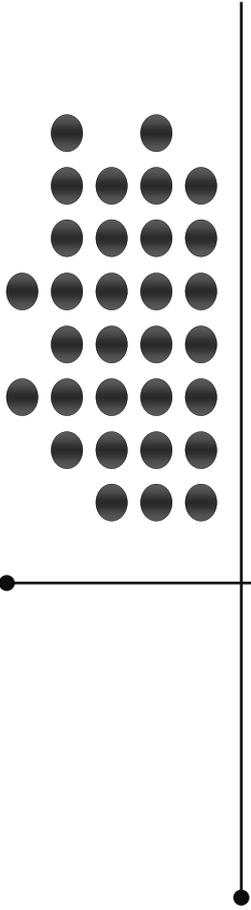
Tableau IX. 17

Sens y-y :

Nervure centrale (file 3) :

zone	Ms (kN.m)	A _{inf} adop	A _{sup} adop	σ_{cal} MPA	σ_{adm} MPA	obs	$\sigma_{s cal}$ MPA	σ_{adm} MPA	obs	Aadopté (cm ²)
1	52.42	8.04	6.16	101	201.63	C.V	1.3	15	C.V	4HA16 =8.04cm ²
1-2	125.89	6.16	8.04	244.7	201.63	C.N.V	3.1	15	C.V	4HA14+2HA12 =6.16+2.26=8.42cm ²
2	168.1	8.04	6.16	323.8	201.63	C.N.V	4.2	15	C.V	4HA16+2HA12 =8.04+2.26=10.3cm ²
2-3	67.95	6.16	8.04	101	201.63	C.V	1.7	15	C.V	4HA14 =6.16cm ²
3	164.69	8.04	6.16	317.2	201.63	C.N.V	4.1	15	C.V	4HA16+2HA12 =8.04+2.26=10.3cm ²
3-4	122.66	6.16	10.3	143.3	201.63	C.V	2.7	15	C.V	4HA14 =6.16cm ²
4	212.39	10.3	6.16	409.4	201.63	C.N.V	5.2	15	C.V	4HA16+4HA14 =8.04+6.16=14.2cm ²
4-5	122.66	6.16	10.3	143.3	201.63	C.V	2.7	15	C.V	4HA14 =6.16cm ²
5	164.69	8.04	6.16	317.2	201.63	C.N.V	4.1	15	C.V	4HA16+2HA12 =8.04+2.26=10.3cm ²
5-6	67.95	6.16	8.04	101	201.63	C.V	1.7	15	C.V	4HA14 =6.16cm ²
6	168.1	8.04	6.16	323.8	201.63	C.N.V	4.2	15	C.V	4HA16+2HA12 =8.04+2.26=10.3cm ²
6-7	125.89	6.16	8.04	244.7	201.63	C.N.V	3.1	15	C.V	4HA14+2HA12 =6.16+2.26=8.42cm ²
7	52.42	8.04	6.16	101	201.63	C.V	1.3	15	C.V	4HA16 =8.04cm ²

Tableau IX. 18



CHAPITRE X

Plan d'exécution

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une étape essentielle dans le cycle de formation d'un ingénieur, il permet à ce dernier d'utiliser les connaissances acquises durant son cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts, et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur (RDM, DDS... etc) ,ainsi que le logiciels lui-même.

Bibliographie

- Règle parasismique Algérien. (RPA99)
- Règle BAEL91.
- Règles des neiges et vent. (RNV)
- CBA 83.
- Cours du béton armé 4^{eme} année. (ENTP)
- Ossatures des bâtiments. (ANDRE COIN)
- Contreventement des bâtiments par voiles. (AMAR CHANTI)
- Béton armée, calcul des ossatures. (ALBERT FUENTES)
- Cours de MDS 4^{eme} année. (ENTP)
- Manuel de Robot.