

République Algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil

2012

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES



En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en Génie civil (CCI)

Thème:

Etude d'un bâtiment(R+9) à usage d'habitation et Commercial - application du logiciel ETABS

Réalisé par :

Melle : Bentchakal Thinhinane

Melle : Meziane Hafidha

Dirigé par :

Mr. Saad

Remerciements

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur Mr : Saad pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire .

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Sommaire

Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	page 1
Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge.....	page 10
Chapitre III : Calcul des éléments	page 28
Chapitre IV : modélisation de la structure	page 113
Chapitre V : Vérification aux exigences du RPA	page 137
Chapitre VI : ferrailage des poutres	Page 148
Chapitre VII : ferrailage des poteaux	page 193
Chapitre VIII : ferrailage des voiles	page 207
Chapitre IX : études de l'infrastructure	page 228
Conclusion	
Bibliographie	

Introduction Générale

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

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des mal façons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9 à contreventement par voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul de règlement parasismique algérien RPA99 /version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

I.1. Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ces différentiels caractéristiques, ainsi que ces éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I.2. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude des éléments résistants d'un bâtiment R+9, a usage d'habitation et commercial ,ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté a la wilaya de Tizi-Ouzou, qui est selon le RPA99 /2003 une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

C'est un bâtiment qui comporte :

- 01 RDC a usage commercial.
- 09 étages courants à usage d'habitation.
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.
- 01 terrasse inaccessible.

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Elles sont comme suit :

- Hauteur de RDC : 4.50 m
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m
- Hauteur totale : 32.04 m
- La longueur totale du bâtiment : 25.40m
- Largeur totale du bâtiment : 22.00 m

I.2.2 Eléments de l'ouvrage**ü l'ossature**

La tour a une ossature mixte (portique voile)

- les portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales.

Ü voile

Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement assurant avec les portiques la rigidité et la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales et verticales.

Ü La maçonnerie

Les murs extérieurs : ils sont réalisés en double cloison de 25cm d'épaisseur (brique creuse de 10 cm avec une lame d'air de 5 cm) et cela pour assurer l'isolation thermique et phonique.

Les murs de séparation : ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

Ü Les planchers

A l'exception des balcons qui seront réalisés en dalles pleines les planchers seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, qui ont pour fonctions :

- supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments de la structure.
- isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse comporte en plus, un système complexe d'étanchéité composé de :

- forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- un isolant thermique (liège).
- un revêtement d'étanchéité constitué de feuille à base de bitume.

Ü Les escaliers

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

Le coulage s'effectuera par étage.

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

Ü Cage d'ascenseur

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

Ü Revêtements

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

Ü Les fondations

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

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

I.3. Les caractéristiques mécaniques des matériaux

ü Béton

Le béton c'est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de 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 et l'âge de béton.

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL99 et de RPA 99 (version 2003),

dont les dosages sont :

- Ciment350kg/m³ en CPJ325 (Art A1-1).
- Sable propre.....D_g ≤ 5mm.
- Graviers.....D_g ≤ 25mm.
- Eau de gâchage...150 à 200 L.

Resistance caractéristique du béton a la compression

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

La résistance caractéristique à la compression est calculé par la formule selon le BAEL91 (modifié 99).

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

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

Pour notre projet on prendra : f_{c28}=25 MPa

Pour les éléments principaux, le béton mise en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à **20 MPa** et au plus égale à **45 MPa (Art 7.2.1 RPA99)**.

Résistance caractéristique du béton à la traction

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.2.1, 12/BAEL 91 modifié 99}).$$

D'où : f_{i28}=2,1 MPa.

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)

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.4.3.41BAEL91 modifier 99)

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{q \cdot g_b}$$

Avec :

g_b : coefficient de sécurité.

$g_b = 1,50$ pour situation courante

$g_b = 1,15$ pour situation accidentelle

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

$q = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$q = 0,90$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$q = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Pour $g_b = 1,5$ et $q = 1$, on aura $f_{bc} = 14,2$ MPa.

Pour $g_b = 1,15$ et $q = 1$, on aura $f_{bc} = 18,48$ MPa.

§ Diagramme Contrainte – Déformation :

(I) : Etat élastique.

(II) : Etat plastique.

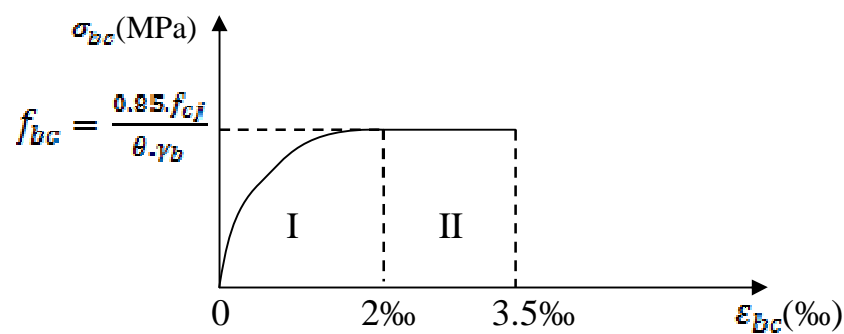


Figure 1.1. Diagramme contrainte déformations de béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée a 2 ‰(état élastique).
- d'une partie rectangle (état plastique) $2 ‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$

b. Etat limite de service (ELS)

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

la contrainte de compression du béton est limitée à :

$$s_{bc} = 0.6f_{cj} \text{ (MPa)} \quad (\text{A.4.5, 2 BAEL 91 modifiée 99})$$

Avec s_{bc} : contrainte admissible a L'ELS.

à j=28 jours $s_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$.

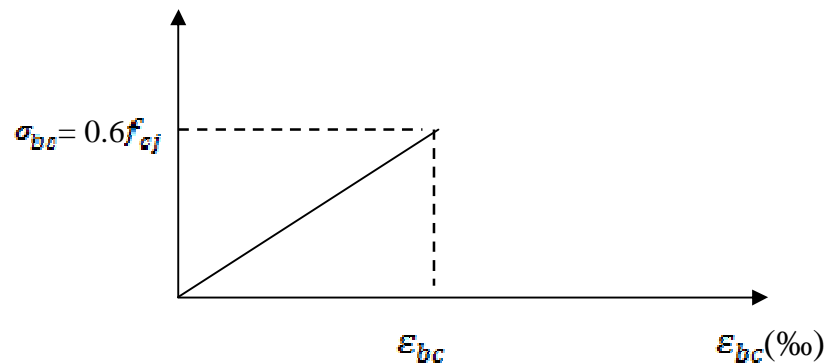


Figure 1.2. Diagramme contraintes-déformations de béton a l'ELS

Contrainte limite de cisaillement (Art-A-5-1-21 BAEL91 modifié 99).

Elle est donnée par la formule suivante :

$$t_u = \frac{V_u}{b d}$$

V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée.

b : valeur de la largeur da la section cisailée

d : la hauteur utile.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

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

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

§ 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 :

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

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

§ 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 :

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

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

§ Module de déformation transversale

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

Avec :

E : Module de Young.

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

- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (béton fissuré).
- $\nu = 0,2$ à l'état de limite de service (béton non fissuré)

Ü Aciers

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

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

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

Type d'acier	Nominations	symbole	Limites d'élasticité Fe [MPa]	Allongements relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellements (ψ)
Acier en barre	Hautes adhérences feE400	H A	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	T S	550	8	1.3	1

Tableau 1.1 : Caractéristiques des aciers

§ 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).

§ Contrainte limite

a. Contrainte limite ultime (ELU) : (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99).

$$s_s = \frac{Fe}{g_s}$$

Avec : σ_s : Coefficient de sécurité : $\sigma_s = 1.15$ situation durable.

$\sigma_s = 1.00$ situation accidentelle.

b. Contrainte limite de service (ELS)

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible**

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

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres 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**

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

$$s_{st} \leq \overline{s}_{st} = \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{h f_{tj}}) \right\} \quad (\text{Art.4.5,33/BAEL 91 modifié 99}).$$

- **Fissuration très préjudiciable**

$$s_{st} \leq 0.8 \overline{s}_{st} \quad (\text{Art.4.5,34/BAEL 91 modifié 99}).$$

Avec : η : coefficient de fissuration.

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

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

$\eta = 1.0$ pour les ronds lisses.

§ Diagrammes des contraintes – déformations de calcul

(Art A.2.2, 1/BAEL91 modifié 99).

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

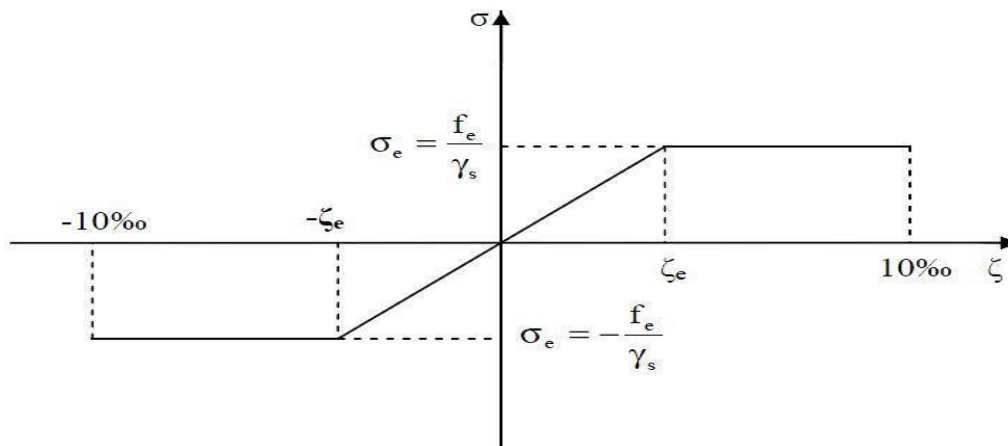


Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme contrainte déformation considéré 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 l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

§ Protection des armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99).

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

- **$C \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages 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.

II.1. Introduction

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet. Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

II.2. Les planchers

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

a. Une fonction de 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.

b. Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique

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

Plancher a corps creux

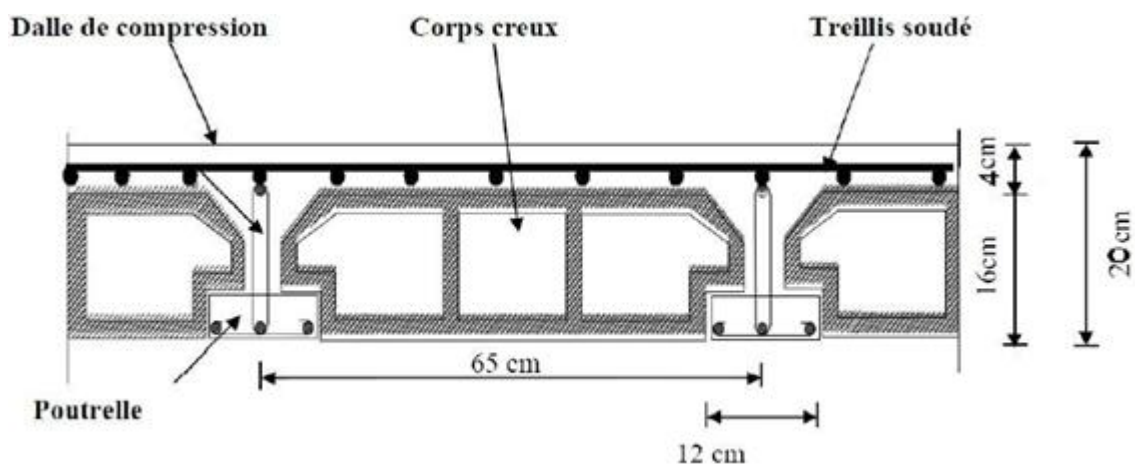


Figure II.I : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

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

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

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

Avec : h_t : hauteur du plancher

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

Dans notre cas : $l_{max} = 340 - 40 = 300$ cm

On aura donc : $h_t \leq \frac{300}{22.5} = 13.33$ cm

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

§ 16 cm pour la hauteur du corps creux.

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

Plancher a dalle pleine

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

II.3. Les poutres

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

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

§ Largeur $b \geq 20$ cm.

§ Hauteur $h \geq 30$ cm.

§ Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$

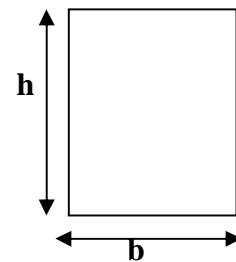
§ Largeur max $b_{max} \leq 1.5h + b$.

La hauteur « h » de la poutre est donnée :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

l : la portée max entre appuis.

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



a. Pré-dimensionnement de la poutre principale

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

• La hauteur de la poutre est : on a $L_{max} = 340 - 40 = 300$ cm.

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h_t \leq 30$$

On prend $h = 40$ cm

La largeur de la poutre :

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend $b = 30$ cm

Vérification des conditions du RPA

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b. Pré-dimensionnement de la poutre secondaire

Elles sont parallèles aux poutrelles

La hauteur de la poutre est : on a $L_{\max} = 340 - 40 = 300$ cm.

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h \leq 30$$

On prend $h = 35$ cm

La largeur de la poutre :

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend $b = 30$ cm

Vérification des conditions du RPA

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

Poutre principale : $30 \times 40 \text{ cm}^2$.

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

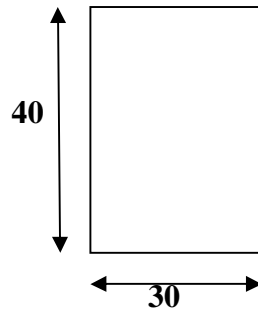


Figure. II.2 : Dimensionnement de la poutre principale

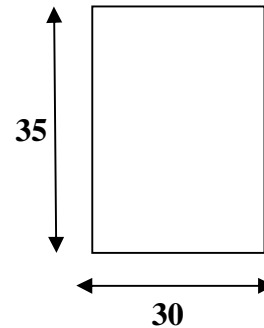


Figure. II.3 : Dimensionnement de la poutre secondaire.

II.4. Les poteaux

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

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

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

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

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

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

S : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

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

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

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

- Min (b, h) \geq 25 cmen zone **I** et **IIa**.
- Min (b, h) \geq 30 cmen zone **III** et **IIIb**.

- $\min(b, h) \geq h/20$ he est la hauteur libre entre étages .
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

Remarque

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

II.4.1 Descente de charges

II.4.1.1 surface d'influence

Calcul de la surface du plancher revenant au Poteau le plus sollicité C2:

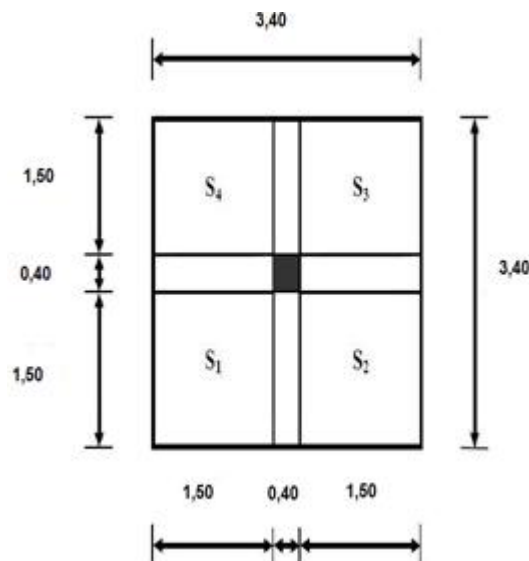


Figure II.4.Surface d'influence du poteau le plus sollicité

$$S_{\text{brute}} = 3,40 \times 3,40 = 11,56 \text{ m}^2$$

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

$$S_{\text{nette}} = (1,50 \times 1,50) + (1,50 \times 1,50) + (1,50 \times 1,50) + (1,50 \times 1,50) = 9 \text{ m}^2$$

II.4.1.2. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

a. Les charges permanentes

1. Les planchers

Nous possédons deux types de planchers :

- Plancher terrasse

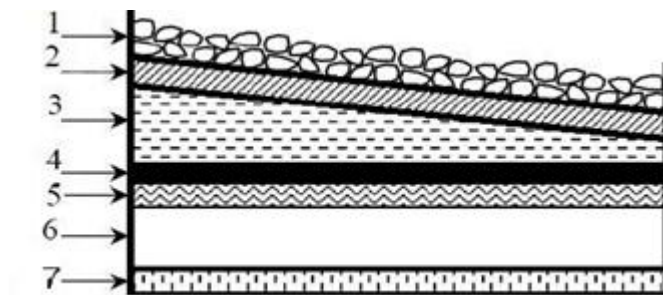


Figure II.5 Coupe verticale d'un plancher terrasse

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

N°	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Charge G (kN/m ²)
1	Couche de gravillon	5	20.00	1.00
2	Etanchéité multicouche	2	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.54
4	Feuille polyane	4	00.25	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	04.00	0.16
6	Plancher en corps creux (16+4)	16+4	14.00	2.80
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
Charge permanentes G_{total}				5.85

- Plancher étage

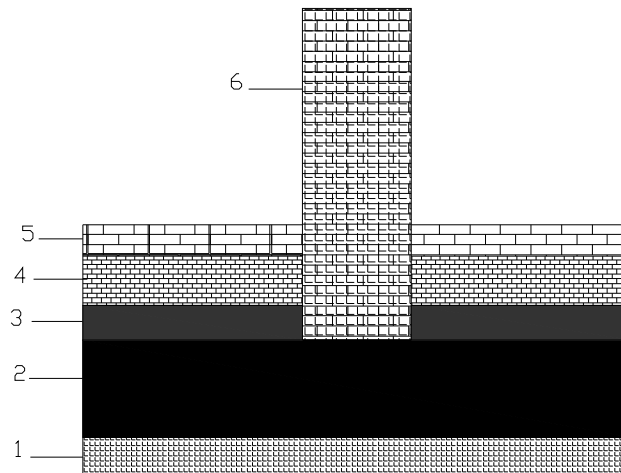


Figure II.6 : Coupe du plancher d'étage

Tableaux II.5 : Charges permanentes du plancher d'étage :

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

Tableau II.2

2. Maçonnerie

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

- **Murs extérieurs**

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

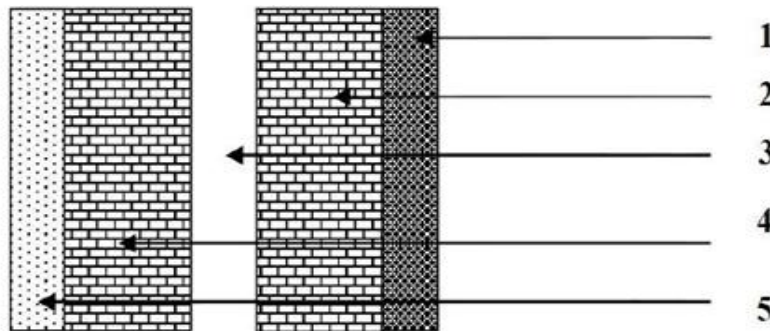


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.3 charges permanentes des murs extérieurs :

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

Tableau II.3

- **Murs intérieurs**

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

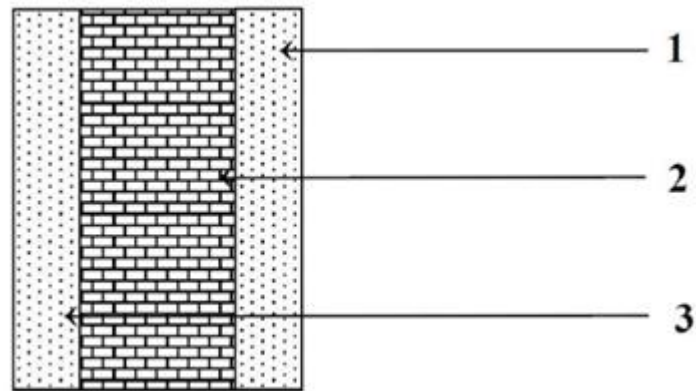


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.4 : charges permanentes des murs intérieurs :

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

Tableau II.4

b. Les charges d'exploitation

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

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

Elément	Surcharges Q (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher à usage habitation	1.5
Plancher à usage bureautique	2.5
Plancher à usage commercial	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.5**II.4.1.3. La descente de charge**

Elle est effectuée pour les poteaux les plus sollicités. Dans notre cas c'est le poteau C2.

a. Calcul de l'air de plancher revenant au poteau le plus sollicité

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

$$S = (1.5 \times 1.5) + (1.5 \times 1.5) + (1.5 \times 1.5) + (1.5 \times 1.5) \\ = 9 \text{ m}^2$$

b. Les charges permanentes revenant à chaque plancher**• Plancher terrasse**

$$P_{pt} = G_t \times S = 5.83 \times 9 = 52.47 \text{ kN}$$

• Plancher d'étage

$$P_{pe} = G_e \times S = 5.56 \times 9 = 50.04 \text{ kN}$$

c. Calcul du poids propres des poutres**• Poutre principale (30 × 40)**

$$P_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times (1.5 + 1.5) \times 25 = 9 \text{ kN}$$

• Poutre secondaire : (30 × 35)

$$P_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times (1.5 + 1.5) \times 25 = 7.875 \text{ kN}$$

d. Poids propres des poteaux : (0.4 × 0.4)

- **1^{er} au 9^{ème} étages :** $P = 0.4 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ kN}$
- **RDC** $P = 0.4 \times 0.4 \times 4.5 \times 25 = 18 \text{ kN}$

e. Surcharge d'exploitation

$$S_{\text{brute}} = 3.4 \times 3.4 = 11.56 \text{ m}^2$$

- **Plancher terrasse :** $Q_0 = 1 \times 11.56 = 11.56 \text{ kN}$

• Plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage :

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 11.56 = 17.34 \text{ kN}$$

- **Plancher RDC :** $Q_{rdc} = 3.5 \times 11.56 = 40.46 \text{ kN}$

f. Loi de dégression des surcharges

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

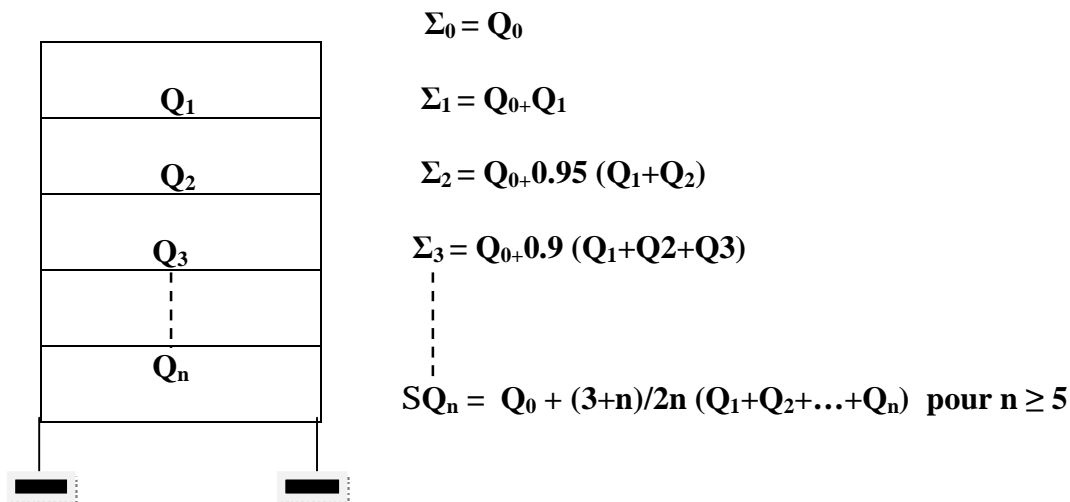


Figure II.7 : loi de dégression des surcharges d'exploitation

Niveaux	Opérations	Résultats
Niveau 9	$Q_0 = 1 \times 11.56$	11.56 kN
Niveau 8	$Q_0 + Q_1 = 11.56 + 17.34$	28.9 kN
Niveau 7	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11.56 + 0.95(17.34 + 17.34)$	44.50 kN
Niveau 6	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.56 + 0.9 \times (3 \times 17.34)$	58.378 kN
Niveau 5	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.56 + 0.85(4 \times 17.34)$	70.516 kN
Niveau 4	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11.56 + 0.80(5 \times 17.34)$	80.92 kN
Niveau 3	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11.56 + 0.75(6 \times 17.34)$	89.59 kN
Niveau 2	$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11.56 + 0.714(7 \times 17.34)$	98.225 kN
Niveau 1	$Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11.56 + 0.687(8 \times 17.34)$	106.860 kN
RDC	$Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11.56 + 0.666(8 \times 17.34 + 40.46)$	130.893 kN

g. Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et de la détermination de la section des poteaux

Niv	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitations (kN)		Efforts normaux N_s (kN)	Section (cm ²)	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G_{tot}	$G_{cumulée}$	Q	$Q_{cumulée}$	$N_s = G + Q$	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée b x h
9	52.47	12.24	16.875	81.585	81.585	11.56	11.56	93.145	62.09	35x35
8	50.04	12.24	16.875	79.155	160.74	28.9	40.46	201.2	134.133	35x35
7	50.04	12.24	16.875	79.155	239.89	44.509	84.966	324.861	216.574	35x35
6	50.04	12.24	16.875	79.155	310.05	58.378	143.344	453.394	302.262	35x35
5	50.04	12.24	16.875	79.155	389.20	70.516	213.86	603.065	402.043	35x35
4	50.04	12.24	16.875	79.155	468.36	80.92	294.78	763.15	508.76	35x35
3	50.04	12.24	16.875	79.155	547.51	89.59	384.37	931.885	621.256	35x45
2	50.04	12.24	16.875	79.155	626.67	98.225	482.595	1109.265	739.51	35x45
1	50.04	12.24	16.875	79.155	705.82	106.86	589.455	1295.275	863.516	45x45
RDC	50.04	18	16.875	84.915	790.74	130.89	720.348	1511.088	1007.392	45x45

Remarque

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

h. Vérifications relatives aux exigences du RPA

1. tableau II.6 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations RPA99 : (Art 7.4.1.)

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	$Min(b, h) \geq 25\text{ cm}$	$Min(b, h) = 35 \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ p } 35$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée
35x45	$Min(b, h) \geq 25\text{ cm}$	$Min(b, h) = 35 \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ p } 35$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{35}{45} = 0.77 \leq 4$	Condition vérifiée
45x45 étage	$Min(b, h) \geq 25\text{ cm}$	$Min(b, h) = 45 \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ p } 45$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée
45x45 RDC	$Min(b, h) \geq 25\text{ cm}$	$Min(b, h) = 45 \geq 25\text{ cm}$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{450}{20} = 22.5 \text{ p } 45$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Condition vérifiée

Tableau: II.6

Conclusion

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du **RPA**.

2. vérification de l'effort normal réduit (ART 7.4.3.1)

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

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

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

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

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

•Pour les poteaux (35x35)

$$V = \frac{763.14}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.24 \leq 0.3$$

La condition vérifiée.

•Pour les poteaux (35x 45)

$$\frac{1109.265}{35 \times 45 \times 2.5} = 0.28 \leq 0.3$$

La condition vérifiée

•Pour les poteaux (45x45) :

$$V = \frac{1511.088}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.29 \leq 0.3$$

La condition vérifiée.

3. Vérification des poteaux au flambement

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

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ; i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ; L_0 : hauteur

libre du poteau ; S : section transversale du poteau ($b \times h$) ; I : moment d'inertie du poteau

$$(I_{yy} = \frac{hb^3}{12} ; I_{xx} = \frac{bh^3}{12}) . \text{D'où : } I = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$

- Poteaux (35 x 35) : $L_0 = 306 \text{ cm}$. $\Rightarrow \lambda = 21.20 < 35$.
- Poteaux (35x45) : $L_0 = 306 \text{ cm}$ $\Rightarrow \lambda = 21.20 < 35$
- Poteaux RDC (45 x 45) : $L_0 = 450 \text{ cm}$. $\Rightarrow I = 24.24 < 35$.

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

II.5. Les voiles

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

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

Avec :

ℓ : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

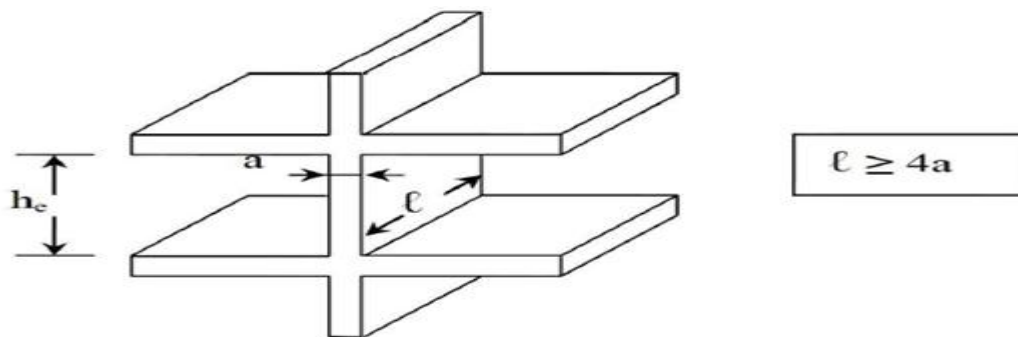


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

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

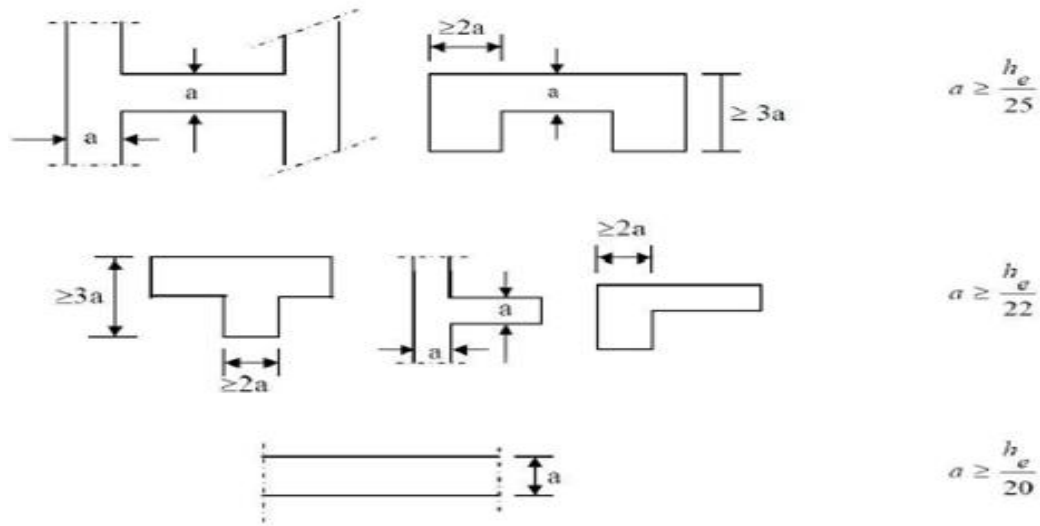


Figure II.4 : Coupe de voiles en plan

- Pour le rez-de-chaussée :

Dans notre cas, h_e = hauteur d'étage = 450 cm

Nous aurons donc :

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

on opte pour les voiles d'épaisseur : **a=25 cm**

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

dans notre cas $\ell_{\min} = 340 \text{ cm} > 4a = 100 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

- Autre étages :

Dans notre cas, h_e = hauteur d'étage = 306 cm.

Nous aurons donc :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

on opte pour les voiles d'épaisseur : **a=20 cm**

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

dans notre cas $\ell_{\min} = 340 \text{ cm} > 4a = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

III.1.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, il sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre de 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 « M_r ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

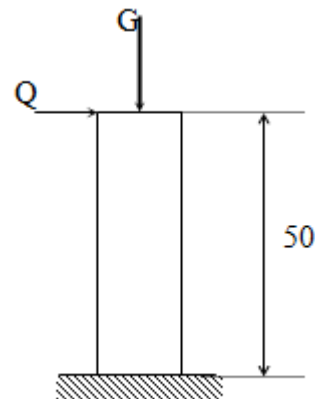
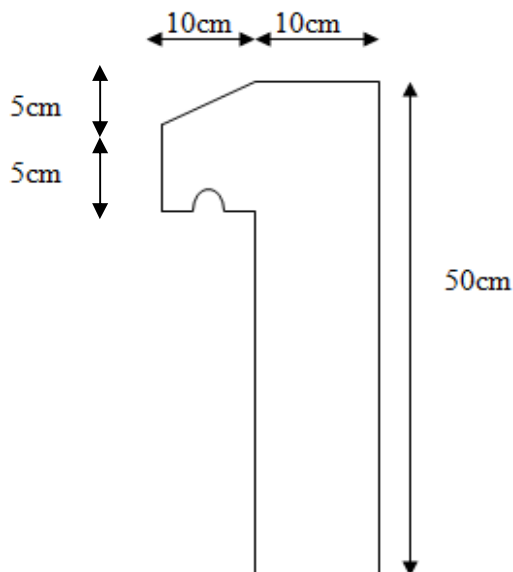


Fig III.1.1. Coupe transversale de l'acrotère Fig III.1.2. Schéma statique de l'acrotère.

III.1.1.Calcul des sollicitations

• Effort normal due au poids propre : $G = r \times S \times 1ml$.

Avec : r : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$G = 25 \left[0.5 \times 0.1 + 0.1 \times 0.05 + \frac{0.05 \times 0.1}{2} \right] = 1.43 \text{ kN} / m.$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q : $Q = 1 \text{ kN} / ml$.
- Effort tranchant dû à la poussée latérale : $T = Q \times 1ml = 1 \text{ kN}$.
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1.43 \text{ kN}$.
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN.m}$.

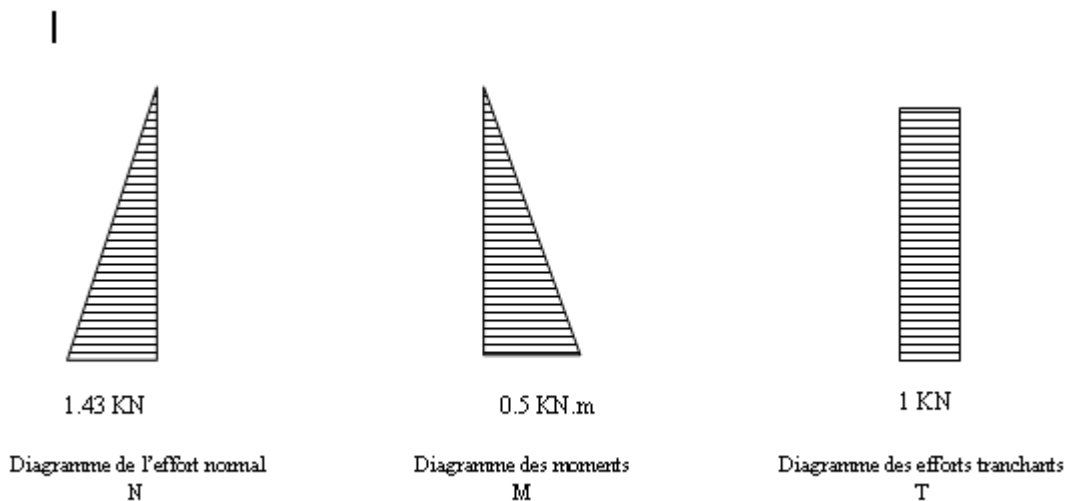


Figure III.1.3. Diagramme des efforts internes

III.1.2. Combinaisons de charges

- **A L'ELU**

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

Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.43 + 0 = 1.93 \text{ kN.}$$

Moment de renversement :

$$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ kN.m.}$$

- **A L'ELS**

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

Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.43 \text{ kN.}$$

Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.5 \text{ kN.m.}$$

III.2.Ferraillage

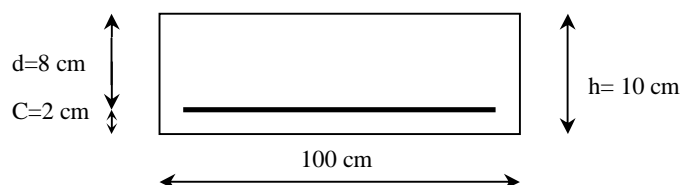
Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « **N** » et un moment de flexion « **M** ».

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

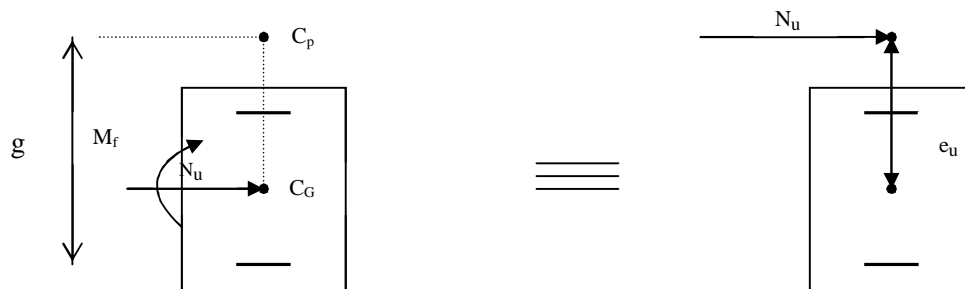
Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « **M_f** » afin de déterminer les armatures fictives « **A_f** » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « **A** ».

Le calcul se fera pour une bande de 1m.



a. Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_u = \frac{0.75 \times (10)^2}{1.43} = 38.86 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}.$$

**Fig III.1.4. Section rectangulaire soumise à la flexion composée**

Le centre de pression « c_p » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal (N) est un effort de compression \Rightarrow Section partiellement comprimée (SPC).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramène à la flexion composée.

b .Calcul de la section d'armatures en flexion simple

- **Moment fictif**

$$M_f = N_u \cdot g$$

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

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38.86 + \frac{10}{2} - 2 = 41.86 \text{ cm} \approx 42 \text{ cm}.$$

$$\text{D'où : } M_f = 1.93 \times 0.42 = 0.81 \text{ kN.m.}$$

- **Moment réduit**

$$m_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.81 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0089$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{g_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$m_b = 0.0089 \Rightarrow b = 0.995.$$

$$m_b = 0.0089 < m_l = 0.392. \Rightarrow \text{Section Simplement armée (S.S.A)}$$

D' ou les armatures comprimée ne sont pas nécessaire.

- **Armatures fictives en flexion simple A_f**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.81 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2.$$

c .Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{g_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$A_u = 0.29 - \left(\frac{1.93 \times 10}{348} \right) = 0.23 \text{ cm}^2.$$

✓ Vérification a l'Elu

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91) :**

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

- **Armatures principales**

$$A_u \geq A_{\min}$$

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

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.43} = 34.96 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales : $A_u = 0.23 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$.

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

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

$$\Rightarrow \text{soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

- **Armature de répartition**

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

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de **25 cm**

- **Espacement des barres**

-Armature principale $S_t=25\text{cm} \Rightarrow S_t \leq \min \{3h ; 33\} = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Avec : h : épaisseur de la section d'acrotère

-Armature de répartition : $S_t=25\text{cm} < \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm.} \Rightarrow$ condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)**

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

$$t_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{g_b} f_{c28}, 4 \right\}$$

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{g_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$t_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u : \text{Effort tranchant : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN.}$$

$$\text{D'où : } t_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0.019 < \bar{t}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$t_{se} < \bar{t}_{se} = y_s \cdot f_{t28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

y_s : Coefficient de scellement ; $y_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

D'où : $\bar{t}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$.

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n \times p \times f = 4 \times p \times 0.8 = 10.05 cm.$$

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

$$t_{se} = 0.21 MPa < \bar{t}_{se} = 3.15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification a l'Els (Art.A.6.1.3/BAEL91)

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$s_{st} \leq \bar{s}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{h f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$: fissuration préjudiciable, (acier H.A) $f \geq 6mm$

s_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

\bar{s}_{bc} : Contrainte limite dans le béton comprimé.

s_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

\bar{s}_{st} : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$s_{st} = \frac{M_s}{b_1 d A_s}$$

$$\text{Avec : } a_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.83}{100 \times 8} = 0.353$$

$$a_1 = 0.353 \rightarrow b_1 = 0.908$$

$$s_{st} = \frac{0.5 \times 10^3}{0.908 \times 8 \times 2.01} = 34.24 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow s_{st} \leq \bar{s}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{s}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$s_{st} = 34.24 \text{ MPa} \leq \bar{s}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul des contraintes dans l'acier et dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I_{SHB/AN}} y_s$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s}{I_{SHB/AN}} (d - y_s)$$

$$I_{SHB/AN} = \frac{b y_s^3}{3} + n \cdot A_{sc} (y_s - c)^2 + n \cdot A_{st} (d - y_s)^2$$

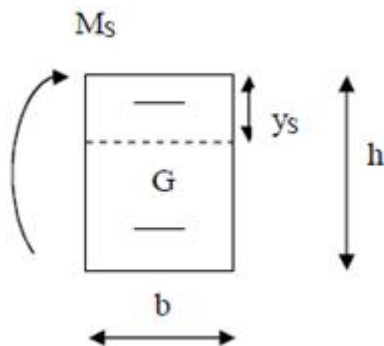


Figure III.1.5

Calcul de y_s :

$$\sum M_{STATIQUE AN} = 0 \quad \Leftrightarrow \quad b \cdot \frac{y_s^2}{2} + n \cdot A_{sc} (y_s - c) - n \cdot A_{st} (d - y_s) = 0$$

Application numérique :

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $n = 15$; $A_{sc} = 0$; $c = 2 \text{ cm}$; $A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$; $d = 8 \text{ cm}$

On obtiendra : $50y_s^2 + 15 \times 2,01(y_s - 8) = 0 \Leftrightarrow 50y_s^2 + 30,15y_s - 241,2 = 0$
 Pour la résolution de l'équation de deuxième degré, On procède comme suit :

Calcul de D :

$$\Delta = (30,15)^2 + 4(50 \cdot 241,2) = 49149,02$$

$$\sqrt{\Delta} = 221.69 \Rightarrow y_s^1 = 1.91 \text{ cm}$$

$$y_s^2 = -2.51 \text{ cm}$$

• **Calcul de $I_{SHB/AN}$:**

$$I_{SHB/AN} = \frac{b y_s^3}{3} + n \cdot A_{sc} (y_s - \bar{e})^2 + n \cdot A_{st} (d - y_s)^2 = \frac{100 \times 1.91^3}{3} + 0 + 15 \times 2.01 (8 - 1.91)^2$$

$$I_{SHB/AN} = 1350.46 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I_{SHB/AN}} y_s = \frac{0.5 \times 10^6}{1350.46 \times 10^4} 19.1 = 0.707 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s}{I_{SHB/AN}} (d - y_s) = \sigma_{st} = 15 \cdot \frac{0.5 \times 10^6}{1350.46 \times 10^4} (80 - 19.1) = 33.82 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } a_1 = 0.353 \Rightarrow b_1 = 0.908 \Rightarrow K = 39.35$$

$$s_{bc} = \frac{34.24}{39.35} = 0.87 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 0.87 \text{ MPa} < \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

III.3.vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 RPA99)

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 : $A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires, $C_p = 0.8$

W_n : poids de l'acrotère, $W_p = 1.43 \text{ KN/ml.}\mu$

$$\Rightarrow F_P = 4 \cdot A \cdot C_P \cdot W_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,43 = 0,686 \text{ kN/ml}$$

$$F_P = 0,804 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow F_P < Q \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

Conclusion

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

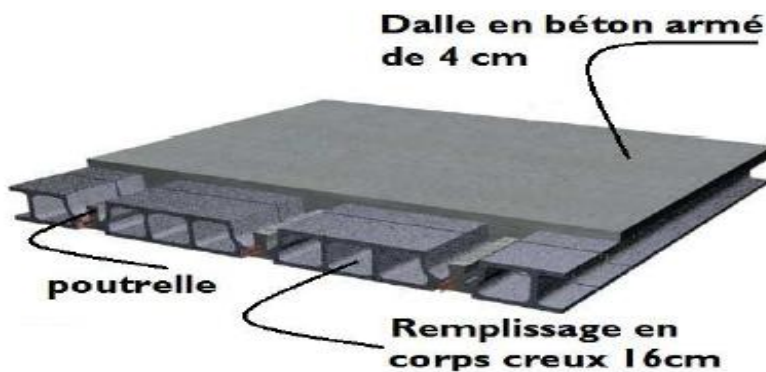
On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

III.2.Calcul des planchers

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

Le plancher à corps creux est constitué de :

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



III.2.1. Ferrailage de la dalle de compression

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

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

a. Les armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4.1}{f_s} = \frac{4.65}{9.20} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

l : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$).

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

b. Armatures parallèles aux poutrelles

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

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

Donc : nous adopterons un treillis soudé de type (5x200x200) mm^2

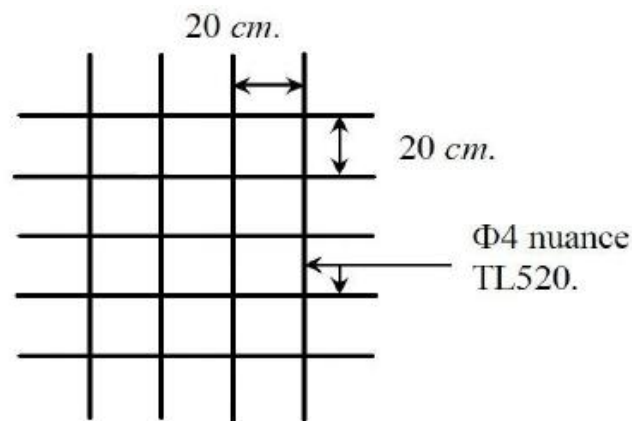


Figure III.2.1: Treillis soudés (200x200)

III.2.2. Etude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. (=0.65cm) .

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

a. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)

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

Poids propre de la poutrelle

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

Poids du corps creux

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

Poids total

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

Surcharge de l'ouvrier

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

ü Calcul à l'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

Combinaison de charges :

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

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{8} = 2.5 \cdot \frac{3.25^2}{8} = 3.300 \text{ KN.m}$$

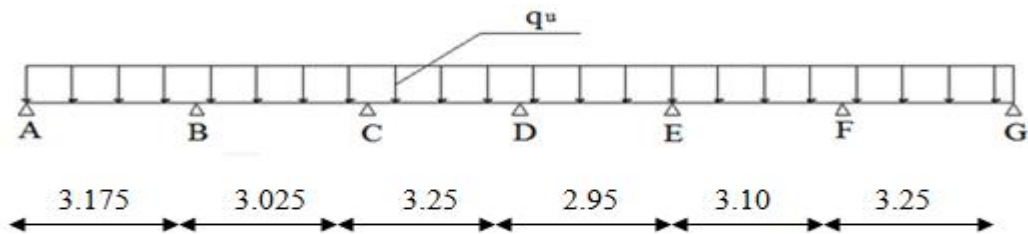


Figure III.2.2.Schéma de calcul de la poutrelle

Ü Calcul du moment en travée

- Calcul de l'effort tranchant

$$T_u = q_u \cdot \frac{l}{2} = 2.5 \cdot \frac{3.25}{2} = 4.0625 \text{ KN}$$

Ü Ferrailage

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

avec $f_{bu} = 14.2$

$$\mu_b = \frac{3.3 \times 10^5}{12 \times 2^3 \times 14.2} = 4.841$$

$$\mu_b = 4.841 > \mu_b = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Conclusion

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage de la dalle de compression

Les charges supportées par la poutrelle sont :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges 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 : $Q=3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ kN/ml}$

Dimensionnement de la poutrelle

h : hauteur de la poutrelle (16+4)

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

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

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

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

l : Portée libre entre nus $l = 3.25 \text{ m}$

D'où : $b_1 \leq \min \{32.5, 26.5, 32\}$

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

$$b = 2b_1 + b_2 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Remarque : Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande surcharge. dans notre cas c'est le plancher de RDC 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 : $q_s = G + Q = 5.889 \text{ kN/ml}$

Méthode forfaitaire

a. Vérification des conditions d'application de la méthode

- 1) La valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 kN/ml .

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

$$Q = 3.5 KN/ml \leq \max \{ 2 \times 5.56 = 11.12 KN/ml, 5KN/m^2 \}$$

→ Condition vérifiée

- 2) les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité

→ Condition vérifiée

- 3) les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

$$3.175/3.025=1.049 \quad 3.025/3.25=0.93 \quad 3.25/2.95=1.10$$

$$2.95/3.10=0.95 \quad 3.10/3.25=0.95.$$

→ Condition vérifiée.

- 4) la fissuration est non préjudiciable

→ Condition vérifiée

Conclusion

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire étant vérifiée, donc on l'adoptera pour nos calculs.

b. Calcul des rapports de charges

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.275}{2.275+3.614} = 0.386 < \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoins pour nos calculs des valeurs suivantes :

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$1+0.3\alpha$	$\frac{1+0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$
0.386	1.115	0.557	0.657

c. Calcul des efforts internes (moments et efforts tranchants)

- **Etat limite ultime**

- **Les valeurs des moments sur appuis**

$0,2M_0$: Pour les appuis de rives semi encastrés.

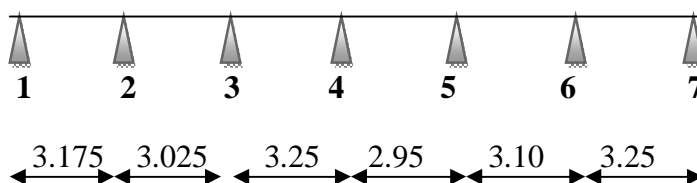
$0,5M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rives.

$0,4M_0$: Pour les appuis intermédiaires.

Avec : M_0 : moment max dans la travée indépendante de la même portée que la travée

Considéré (entre nus des appuis) soumis à une charge uniformément répartie « q ».

$0.2M_0$ $0.5M_0$ $0.4M_0$ $0.4M_0$ $0.4M_0$ $0.5M_0$ $0.2M_0$



Moment aux appuis de la poutrelle

Les valeurs des moments en travées

$$M_t + \frac{M_w + M_g}{2} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05M_0] \dots \dots \dots \text{ART(E.1.12)}.$$

Avec :

M_t : moment maximal en travée qui est pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_w et M_e : moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

Travée de rive

$$M_t \geq \left[\frac{1.2 + 0.8\alpha}{2} \right] \times M_0 \dots \dots \dots \text{Art (E.1,12)}$$

Travée intermédiaire

$$M_t \geq \left[\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right] \times M_0 \dots \dots \dots \text{Art (E.1,12)}$$

Calcul des moments isostatique a L'ELU

Le moment isostatique maximal $M_0 = q_u \times L^2 / 8$

Travée	M_0 (kN.m)
1-2	10.447
2-3	9.483
3-4	10.946
4-5	9.019
5-6	9.959
6-7	10.946

Calcul des moments

$$M_1 = 0.2 M_{01} = 0.2 \times 10.447 = 2.089 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \max 0.5 (M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 10.447 = 5.223 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = \max 0.4 (M_{02}, M_{03}) = 0.4 \times 10.946 = 4.378 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = \max 0.4 (M_{03}, M_{04}) = 0.4 \times 10.946 = 4.378 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = \max 0.4 (M_{04}, M_{05}) = 0.4 \times 9.956 = 3.982 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = \max 0.5 (M_{05}, M_{06}) = 0.5 \times 10.946 = 5.473 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = 0.2 M_{07} = 0.2 \times 10.946 = 2.189 \text{ kN.m}$$

Etude de la travée (1 – 2) :

$$M_{t12} + (M_1 + M_2) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}\}$$

$$M_{t12} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{01} / 2$$

$$M_{t12} \geq (1.115 \times 10.447) - (2.089 + 5.223) / 2 = 7.992 \text{ kN.m}$$

$$M_{t12} \geq 0.657 \times 10.447 = 6.863 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t12} = \max\{7.992, 6.863\} = 7.992 \text{ kN.m.}$$

Etude de la travée (2 – 3) :

$$M_{t23} + (M_2 + M_3) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}\}$$

$$M_{t23} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{02} / 2$$

$$M_{t23} \geq (1.115 \times 9.483) - (5.223 + 4.378) / 2 = 5.773 \text{ kN.m}$$

$$M_{t23} \geq 0.657 \times 9.483 = 6.230 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t23} = \max\{5.773, 6.230\} = 6.230 \text{ kN.m.}$$

Etude de la travée (3 – 4) :

$$M_{t34} + (M_3 + M_4) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{03}; 1.05M_{03}\}$$

$$M_{t34} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{03} / 2$$

$$M_{t34} \geq (1.115 \times 10.946) - (4.378 + 4.378) / 2 = 7.826 \text{ kN.m}$$

$$M_{t34} \geq 0.657 \times 10.946 = 7.191 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t34} = \max\{7.826, 7.191\} = 7.826 \text{ kN.m.}$$

Etude de la travée (4 – 5) :

$$M_{t45} + (M_4 + M_5) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{04}; 1.05M_{04}\}$$

$$M_{t45} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{04} / 2$$

$$M_{t45} \geq (1.115 \times 9.019) - (4.378 + 3.982) / 2 = 5.876 \text{ kN.m}$$

$$M_{t45} \geq 0.657 \times 9.019 = 5.925 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t45} = \max\{5.876, 5.925\} = 5.925 \text{ kN.m.}$$

Etude de la travée (5 – 6) :

$$M_{t56} + (M_5 + M_6) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{05}; 1.05M_{05}\}$$

$$M_{t56} \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_{05} / 2$$

$$M_{t56} \geq (1.115 \times 9.956) - (3.982 + 5.473) / 2 = 6.373 \text{ kN.m}$$

$$M_{t56} \geq 0.657 \times 9.956 = 6.541 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t56} = \max\{6.373, 6.541\} = 6.541 \text{ kN.m.}$$

Etude de la travée (6– 7) :

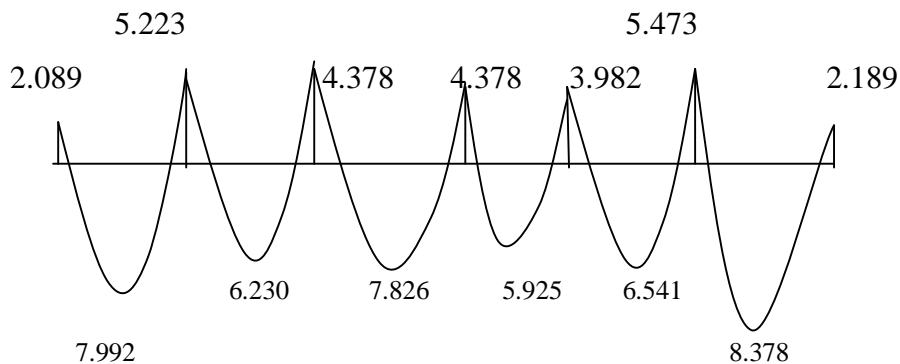
$$M_{t67} + (M_6 + M_7) / 2 \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{06}; 1.05M_{06}\}$$

$$M_{t67} \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_{06} / 2$$

$$M_{t67} \geq (1.115 \times 10.946) - (5.473 + 2.189) / 2 = 8.373 \text{ kN.m}$$

$$M_{t67} \geq 0.657 \times 10.946 = 7.191 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } M_{t67} = \max\{8.373, 7.191\} = 8.373 \text{ kN.m.}$$

**Fig .III.2.3.Diagramme des moments fléchissant de la poutrelle****Calcul des efforts tranchants**

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l_i \quad \text{avec } \theta(x) = q_u \times l_i / 2$$

- Etude de la travée (i - j)

$$V_i = q_u \times l_{ij} / 2 + (M_j - M_i) / l_{ij}$$

$$V_j = q_u \times l_{ij} / 2 + (M_j - M_i) / l_{ij}$$

Travées	Efforts tranchants (kN)
(1 - 2)	14.150
	-13.03
(2- 3)	12.261
	-12.819
(3 - 4)	13.472
	-13.472
(4 - 5)	12.095
	-12.363
(5 - 6)	13.331
	-12.371
(6 - 7)	12.462
	-14.482

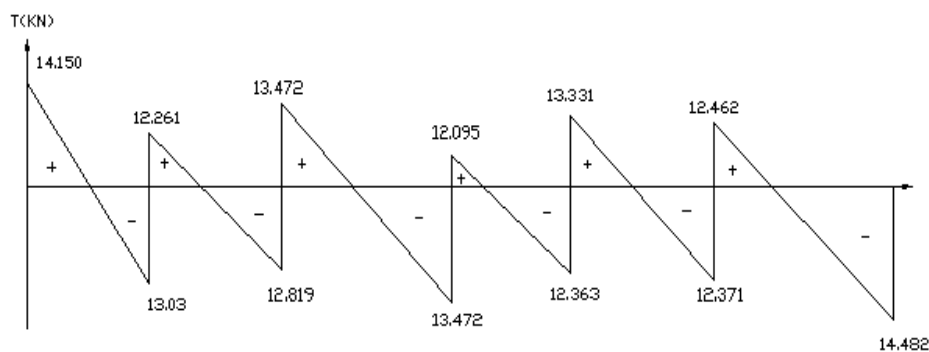


Fig.III.2.4.Diagramme des efforts tranchants de la poutrelle.

Etat limite se service

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles , les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge q_u . il suffit de multiplier les résultats de 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

$$I = q_s / q_u = 5.889/8.291 = 0.71$$

Moments en travées

Travées	Moments
(1 - 2)	7.417
(2 – 3)	6.732
(3 -4)	7.771
(4 – 5)	6.403
(5 – 6)	7.070
(6 -7)	7.771

Moments aux appuis

Travée	Moments
1	1.483
2	3.708
3	3.108
4	3.108
5	2.827
6	3.885
7	1.554

Travées	Efforts tranchants (kN)
(1 - 2)	10.046
	-9.251
(2- 3)	8.705
	-9.101
(3 - 4)	9.565
	-9.565
(4 - 5)	8.587
	-8.777
(5 - 6)	9.465
	-8.783
(6 - 7)	8.846
	-10.282

Ü Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles seront ferrillées à l'état limite ultime et vérifiées à l'état limite de service

§ Armatures longitudinales

la poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivants :

$b = 65\text{cm}$, $b_o = 12\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$,

$h_o = 4\text{cm}$, $d = 18\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$

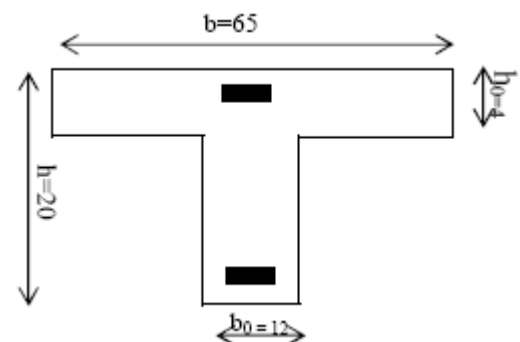


Fig.III.8 Armatures de la poutrelle

▼ En travée

$$M^t_{\max} = 8.373 \text{ kN.m}$$

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

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) \cdot f_{bu} \text{ avec: } f_{bu} = 0.85f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \cdot 0.04 \cdot (0.18 - 0.04/2) \cdot 14.2 \cdot 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$M^t_{\max} < M_0$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc elle sera comprimée \longrightarrow la section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65 \text{ cm}$ et de hauteur $h=20 \text{ cm}$.

$$\mu = M^t_{\max} / b d^2 f_{bu} = 8,373 \cdot 10^5 / 65 \cdot 18^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2 = 0.028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.028 \longrightarrow \beta = 0,986$$

$$A_t = M^t_{\max} / (\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}) \text{ avec } \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = 8.373 \cdot 10^5 / 0,986 \cdot 18 \cdot 348 \cdot 10^2 = 1.355 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

▼ Aux appuis

$$M^a_{\max} = 5.473 \text{ kN.m}$$

Aux appuis, les moments sont négatifs \longrightarrow la table de compression est tendue.

Remarque

Comme le béton résiste mal à la traction, nous considérons la section comme rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table.

$$\mu = M^a_{\max} / b d^2 f_{bu} = 5.473 \cdot 10^5 / 12 \cdot 18^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2 = 0.100$$

$$\mu = 0.100 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,100 \longrightarrow \beta = 0.947$$

$$A_a = M^a_{\max} / (\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s)$$

$$A_a = 5,473 \cdot 10^5 / 0,947 \cdot 18 \cdot 348 \cdot 10^2 = 0.922 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_a = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Conclusion

En travée, on prend 3HA10

En appuis, on prend 1HA12 (chapeau)

§ Armatures transversales [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifié 99]

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l \frac{b_g}{10} \right\}$$

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

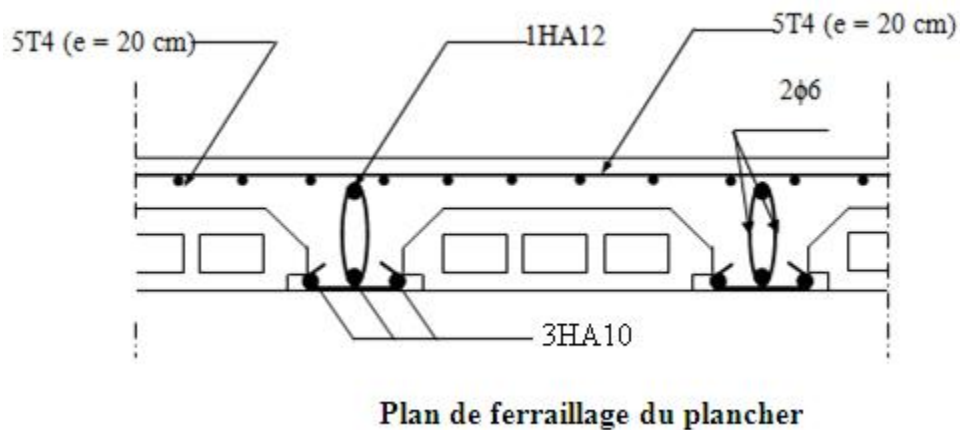
Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$f_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}, 12, \frac{12}{10} \right\}$$

$$f_t \leq \min \{0,571; 12; 1,2\}$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On prend 2HA6=0.56mm²



I

Espacement entre les cadres

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On prend $S_t = 15$ cm constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifié 99]

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,50 \times 400}{12 \times 15} = 1,1 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Les vérifications à l'ELU

-Vérification de la non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Aux appuis :

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

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification de contrainte tangentielle [Art A 5.1,2/BAEL 91 modifié 99]

$$t_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{t}_u \quad \bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$t_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{t}_u$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 14,150 \text{ kN}$$

$$t_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14,150 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,665 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,655 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,655 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis)

(Art : A5.1.313/BAEL 91 modifié 99)

$$T_{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

- **Appuis de rive**

$$T_{\max} = 14.150 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 14.150 \text{ KN} < 129,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaire**

$$T_{\max} = (13,363 + 12,462) = 25,825 \text{ KN} < 129,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'entraînement et l'adhérence

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

$$t_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{t}_{se}$$

$\sum u_i$: Périmètre utile des aciers

$$\sum U_i = n \times p \times \Phi$$

$$\overline{t_{se}} = \gamma_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

$$t_{se} = \frac{14.150 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times 3.14 \times 12} = 2,318 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 2,318 \text{ MPa} < \overline{t_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

-Etat limite de service (ELS)

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

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

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

• En travée :

§ Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $S_s \leq \overline{S}_s$

$$r_1(\%) = \frac{At}{b \times d} \times 100 = \frac{2.35}{12 \times 18} \times 100 = 1.08$$

$$r_1 = 1.08 \implies k_1 = 19.96 \text{ et } \beta_1 = 0.857$$

$$S_{st} = \frac{M_s}{b \times d \times A_s} = \frac{7.771 \times 10^6}{0.857 \times 180 \times 235} = 214.36 \text{ MPa}$$

$$S_s = 214.36 \leq \overline{S}_s = 348 \implies \text{Condition vérifiée}$$

§ Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $S_{bc} \leq \overline{S}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{s_{st}}{s_{bc}} \Rightarrow s_{bc} = \frac{s_{st}}{k_1} = \frac{214.36}{19.96} \Rightarrow s_{bc} = 10.73 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 10.73 \leq \bar{s}_{bc} = 15 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En appuis :

§ Contrainte dans l'acier :

$$r_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.13}{12 \times 18} \times 100 = 0.523$$

$$r_1 = 0.523 \Rightarrow k_1 = 31.30 \text{ et } \beta_1 = 0.892$$

$$s_{st} = \frac{M_s}{b \times d \times A_s} = \frac{3.885 \times 10^6}{0.892 \times 180 \times 113} = 214.12 \text{ MPa}$$

$$s_s = 214.12 \leq \bar{s}_s = 348 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

§ Contrainte dans le béton

$$k_1 = \frac{s_{st}}{s_{bc}} \Rightarrow s_{bc} = \frac{s_{st}}{k_1} = \frac{214.12}{31.30} \Rightarrow s_{bc} = 6.84 \text{ MPa}$$

$$s_{bc} = 6.84 \leq \bar{s}_{bc} = 15 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. 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.

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

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

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

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

$$\S \frac{h}{L} = \frac{20}{325} = 0,061$$

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

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

$$\S \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.0006$$

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

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

$$\S \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{8.373}{15 \times 59.072} = 0.009$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.3. Calcul des escaliers

§ Définition

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 trois volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

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

§ Terminologie

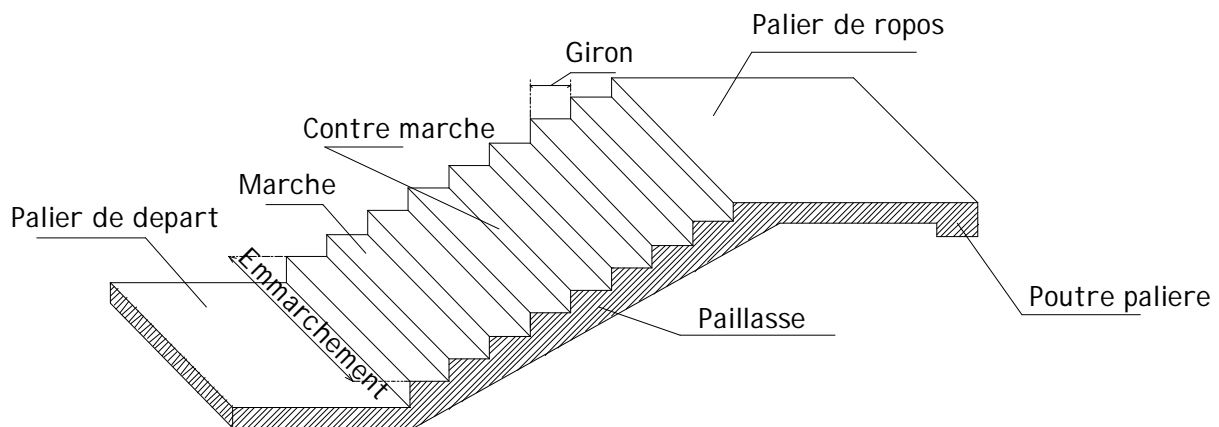


Fig. III.3.1. Terminologie de l'escalier

Ü **Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

Ü **Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$.

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Ü **Hauteur de la contre marche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

« h » le plus courant varie de 14 à 18 cm.

- Ü **Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $28\text{ cm} \leq g \leq 36\text{ cm}$.
- Ü **La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- Ü **Le palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- Ü **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120\text{ cm}$, pour l'escalier

D'emploi secondaire (escalier de service), l'emmarchement peut être ramené à un minimum de 60cm.

Le rapport $\left(r = \frac{h}{g} \right)$ est appelé raideur de l'escalier.

- Ü **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0,65m de collet, si $E \geq 1\text{ m}$.
- Ü **La paillasse** : est une dalle inclinées béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.3.1. Pré dimensionnement de l'escalier

a. Marches et contres marches

L'escalier de l'étage courant comporte trois volées dont la répartition est la suivante :

-1^{er} volée : $n = \frac{H}{h} = \frac{126}{18} = 7 \Rightarrow n=7$ contres marches.

-3^{eme} volée : $n=7$ contres marches.

Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1$

$m = 7 - 1 = 6$ marches.

-2^{eme} volée : $n = \frac{54}{18} = 3$ contres marches .

Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1$

$m = 3 - 1 = 2$ marches.

L'emmarchement doit être : $E \geq 1.20\text{ m}$

b. Loi de BLONDEL

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

$59\text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66\text{ cm}$.

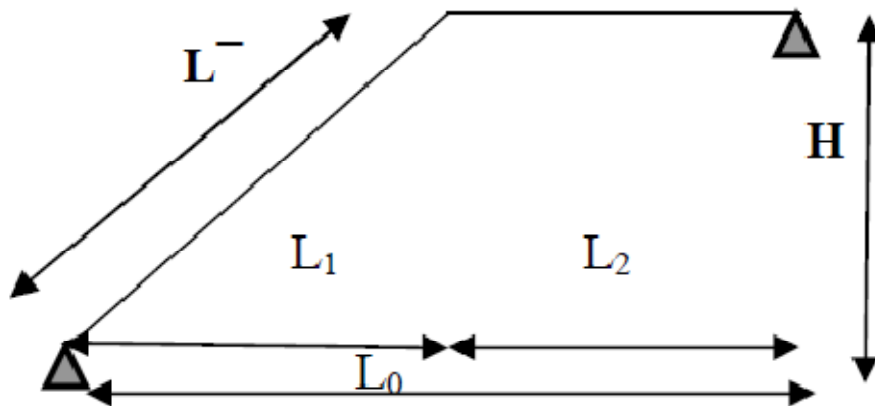
Pour $h = 18\text{ cm}$, on aura : $23\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$

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

C. Vérification de la loi de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 18 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 66 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.2. Etude de la première volée**Fig III.3.2 : Schéma statique des l'escalier****Ü Pré dimensionnement de la paillasse**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation $L/30 \leq e_p \leq L/20$;

Avec L : longueur réelle du palier et de la paillasse: $L = L^- + L_2$;

Calcul de L^- :

Soient : H: hauteur de la volée: $H = n \times h = 7 \times 0.18 = 1.26 \text{ m}$

L_1 : longueur de la paillasse projetée: $L_1 = (n - 1) g = (7 - 1) 0.3 = 1.8 \text{ m}$

L_2 : longueur (profondeur) du palier: $L_2 = L_0 - L_1 = 3.45 - 1.8 = 1.65 \text{ m}$

$$\tan \alpha = \frac{18}{30} = 0.6 \Rightarrow \alpha = 30.96^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.857$$

$$L^- = L_1 / \cos \alpha = \frac{180}{0.857} = 210.03 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L = 210.03 + 165 = 375.03 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{375.03}{30} \leq e_p \leq \frac{375.03}{20} \Rightarrow 12.50 \text{ cm} \leq e_p \leq 18.75 \text{ cm}$$

On opte pour $e_p = 15 \text{ cm}$.

Ü Détermination des charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément 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 permanentes**Paillasse**

- Poids propre de la paillasse : $[25 \times 0.15 / \cos(30.96)] \times 1 \text{ ml} \dots\dots\dots = 4.18 \text{ kN/ml}$

- Poids de la marche : $[25 \times 0.18 / 2] \times 1 \text{ ml} \dots\dots\dots = 2.25 \text{ kN/ml}$

Poids des revêtements :

- Carrelage : $0.02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

- Mortier de pose : $0.02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

- Poids du garde du corps : $0.2 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.20 \text{ kN/ml}$

- Lit de sable : $18 \times 0.02 \times 1 \dots\dots\dots = 0.36 \text{ kN/ml}$

G paillasse = 7.87 kN/ml

Palier

- Poids propre du palier : $25 \times 0.15 \times 1 \text{ ml} \dots\dots\dots = 3.75 \text{ kN/ml}$

- Carrelage : $0.02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

- Mortier de pose : $0.02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

- lit de sable : $0.02 \times 18 \dots\dots\dots = 0.36 \text{ kN/ml}$

- Enduit ciment : $0.02 \times 18 \dots\dots\dots = 0.36 \text{ kN/ml}$

G palier = 5.35 kN /ml

- poids du mur : $1.30 \times 1 = 1.3 \text{ kN/ml}$

B . surcharges d'exploitation

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

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ ml} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

C .combinaisons des charges et surcharges

- **Etat limite ultime (ELU)**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 2.5 = 10.97 \text{ kN/ml}$

Volée : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 7.87 + 1.5 \times 2.5 = 14.37 \text{ kN/ml}$

Mur : $q_u = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ kN/ml}$

- **Etat limite service : ELS**

Palier : $q_s = G + Q = 5.35 + 2.5 = 7.85 \text{ kN/ml};$

Volée : $q_s = G + Q = 7.87 + 2.5 = 10.37 \text{ kN/ml}$

Mur : $q_{s \text{ mur}} = 1 \times 1.30 = 1.30 \text{ kN/ml}$

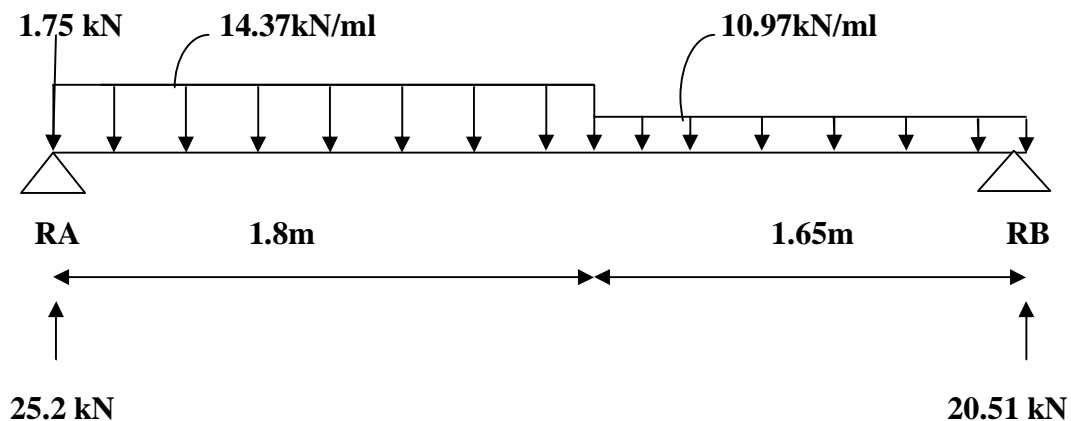
Ø Calcul des efforts internes à L'ELU**A.Réactions d'appuis**

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B = 1.8 \times 14.37 + 10.97 \times 1.65 + 1.75 = 45.71 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0 \implies R_B (3.45) - 10.97 \times 1.65 (1.65/2 + 1.8) - 14.37 \times 1.8 (1.8/2) = 0$$

$$R_A = 25.2 \text{ kN}$$

$$R_B = 20.51 \text{ kN}$$



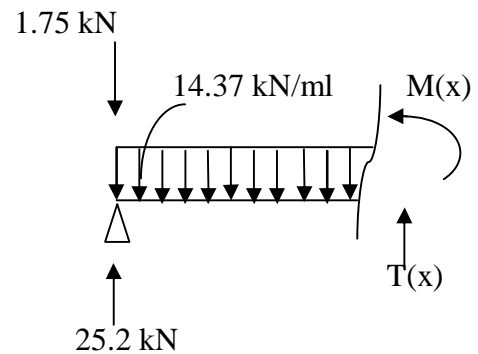
B. Efforts tranchants et moments fléchissant :**Effort tranchants :**

- **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.8\text{m}$**

$$T_{(x)} + 25.2 - 14.37(x) - 1.75 = 0$$

$$T_{(x)} = 14.37(x) - 23.45$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \longrightarrow T(0) = -23.45 \text{ kN} \\ \text{Pour } X=1.8 \longrightarrow T(1.8) = 2.416 \text{ kN} \end{array} \right.$$

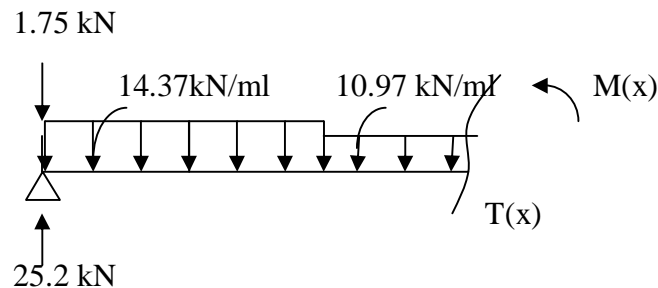


- **2^{em} tronçon : $1.8 \leq X \leq 3.45\text{m}$**

$$T_{(x)} + 25.2 - 14.37(1.8) - 10.97(X - 1.8) - 1.75 = 0$$

$$T_{(x)} = -17.33 + 10.97(x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=1.8 \longrightarrow T(1.8) = 2.416 \text{ kN} \\ \text{Pour } X=3.45 \longrightarrow T(3.45) = 20.51 \text{ kN} \end{array} \right.$$



$$T_{(x)} = 0 \longrightarrow -17.33 + 10.97(x) = 0 \longrightarrow X = 1.57\text{m}$$

Le moment fléchissant :

- **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.8\text{m}$**

$$M_{(x)} + 1.75(x) + 14.37 \times (x/2) - 25.20(x) = 0$$

$$M_{(x)} = 23.45(x) - 14.37(x^2/2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } X=1.8 \longrightarrow M(1.8) = 18.93 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- 2^{ème} tronçon : $1.8 \leq X \leq 3.45\text{m}$

$$M_{(x)} + 1.75(x) - 25.2(x) + 14.37(1.8) (x-1.8/2) + 10.97/2 (x-1.8)^2 = 0$$

$$M_{(x)} = -5.485(x)^2 + 17.33(x) + 5.509$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=1.8 \longrightarrow M(1.8) = 18.93\text{kN.m} \\ \text{Pour } X=3.45 \longrightarrow M(3.45) = 0\text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

$$T_{(x)} = 0 \text{ à } X = 1.63\text{m} \longrightarrow \text{premier tronçon}$$

Donc le moment max se calcul comme suit :

$$M_{(x)} = 23.45(x) - 14.37(x)^2/2$$

$$M_{\max} = M(1.63) = 19.13\text{ kN.m}$$

Remarque:

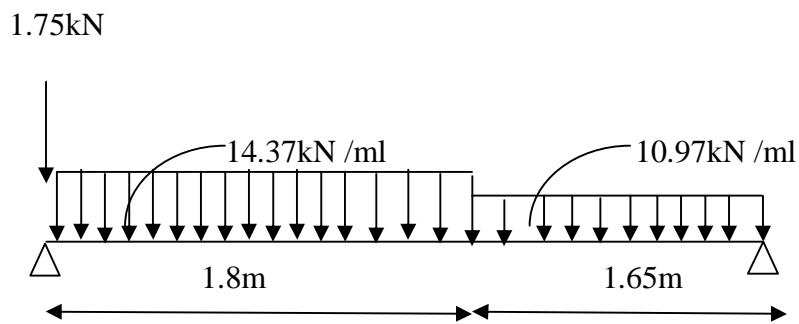
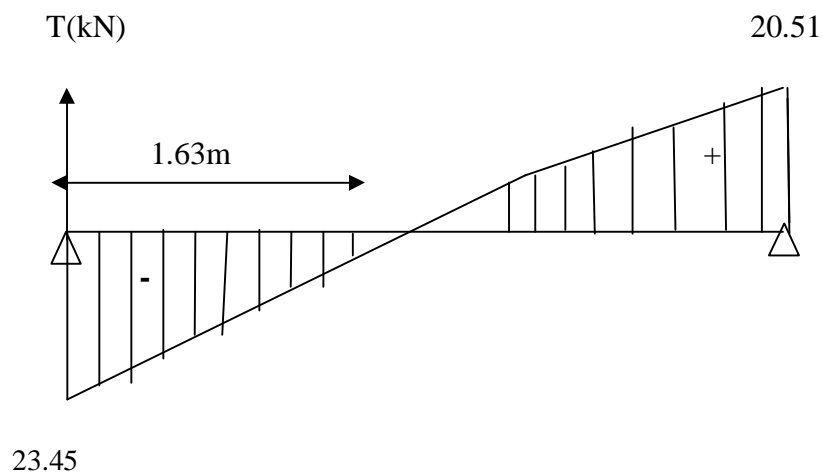
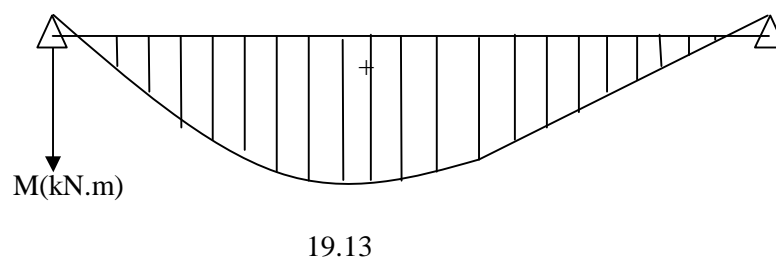
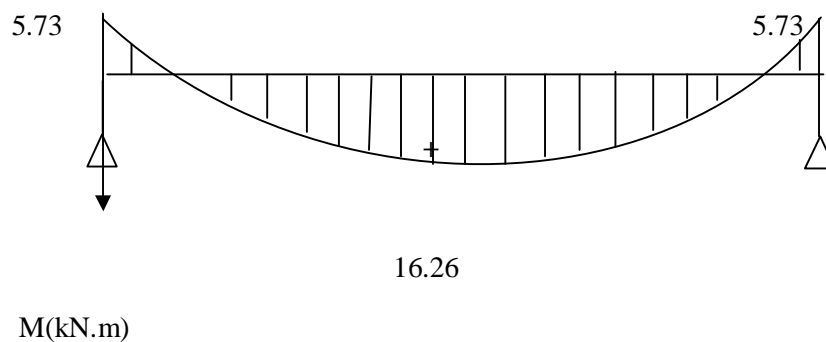
Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment à l'aide des coefficients correcteurs :

Aux appuis:

$$M_{ua} = M_{ub} = -0.3 \times M_{\max} = -0.3 \times 19.13 = -5.73\text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_{ut} = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 19.13 = 16.26\text{ kN.m}$$

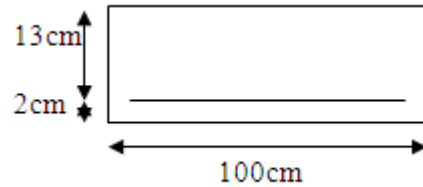
Diagramme des efforts internes à l' ELU**a. Diagramme des efforts tranchants****b. Diagramme des moments fléchissant****C. Diagramme corrigé des moments fléchissant**

Ferraillage

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

a. Armatures longitudinales**En appui :**

$$M_{ua} = 5.73 \text{ KN.m}$$



$$\mu_b = \frac{M_{u \text{ appui}}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.73 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu_b = 0.023 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{SSA}). \quad \longrightarrow$$

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

$$\mu_b = 0.023 \Rightarrow b = 0.988$$

$$A_{app} = \frac{M_{u \text{ appui}}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.73 \times 10^5}{0.988 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1.31 \text{ cm}^2$$

On prend alors: $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

En travée :

$$M_{ut} = 16.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16.26 \times 10^6}{1000 \cdot (130)^2 \cdot 14.2} = 0.067$$

$$m_b = 0.067 < m_l = 0.392 \quad (\text{SSA}). \quad \longrightarrow$$

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

$$\mu_b = 0.067 \Rightarrow b = 0.965$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{b d s_{st}} = \frac{16.26 \times 10^5}{0.965 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 3.73 \text{ cm}^2$$

On prend alors : $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

b. Armatures de répartition**En appui :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t=25 \text{ cm.}$$

En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t=25 \text{ cm.}$$

- **Vérification a l'ELU**

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

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \longrightarrow$ **condition vérifiée**En appui : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \longrightarrow$ **condition vérifiée****•Répartition des barres****Armatures longitudinales** $S_t < \min (3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$ $S_t = 25 \text{ cm} < \min (3h, 33)\text{cm} = 33\text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée****Armatures de répartition** $S_t < \min (4h, 45) = 45 \text{ cm}$ $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.**•Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91Art61.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} , \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA.}$$

 $V_{\text{umax}} = 23.45 \text{ kN}$

$$\sum u_i = n p \Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.45 \times 10}{0.9 \times 13 \times 10.05} = 1.99 < 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow$$
 condition vérifiée

•Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA552)

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{g_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{23.45 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.18 [MPa]. \quad t \langle \bar{t} = 3.33 [MPa] \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis sur le béton (BAEL91ArtA5.132)**

$$V_u^{\max} \leq 0.4b(0.9d) \frac{f_{c28}}{g_b} = \frac{0.4 \times 1000 \times 0.9 \times 130 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 780 kN.$$

$$V_u^{\max} = 23.45 kN \leq 780 [kN]. \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

On doit vérifier que :

$$A_{a\text{adopt}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} - \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_{a\text{adopt}} \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(23.45 - \frac{5.73}{0.9 \times 0.13} \right) \times 10^3 = -0.74 cm^2$$

$$A = 3.14 cm^2 > -0.74 cm^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Ancrage des barres aux appuis**

$$\bar{t}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

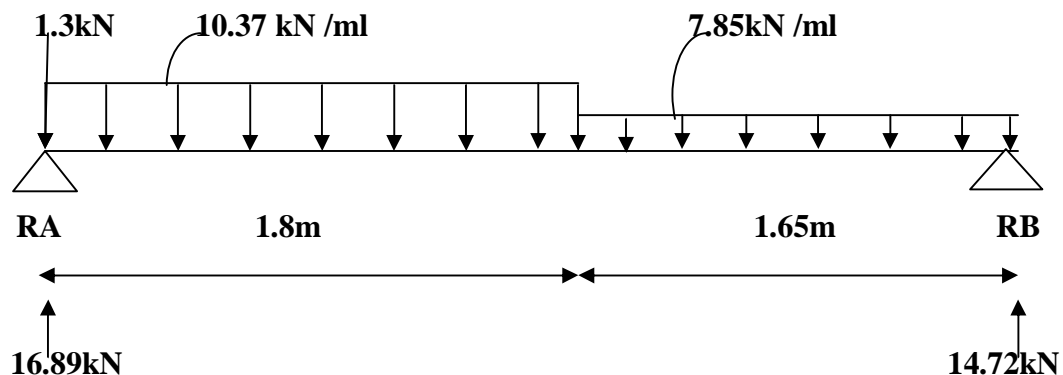
$$L_s = \frac{f_e}{4\bar{t}_s} \Phi = \frac{400}{4 \times 2.835} \times 0.8 = 28.21 cm$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91modifiées 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.

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 28.21 = 11.28 cm ; L_a = 15 cm.$$

Ø **Calcul à l'ELS**

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM classique



a) Les réactions d'appuis :

$$\Sigma F=0$$

$$R_A + R_B = 10.37 \times 1.8 + 7.85 \times 1.65 = 31.61 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/A=0$$

$$R_B(1.8+1.65) - 7.85 \times 1.65 \left(\frac{1.65}{2} + 1.8 \right) - 10.37 \times 1.8 \times \frac{1.8}{2} = 0$$

$$R_B \times 3.45 - 34 - 16.79 = 0$$

$$R_B = 14.72 \text{ kN}$$

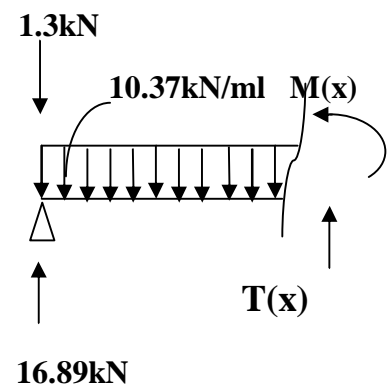
$$R_A = 16.89 \text{ kN}$$

b) Calcul des efforts tranchant et moment flechissant :**Effort tranchants :****• 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.8 \text{ m}$**

$$T(x) + 16.89 - 10.37(x) - 1.3 = 0$$

$$T(x) = 10.37(x) - 15.59$$

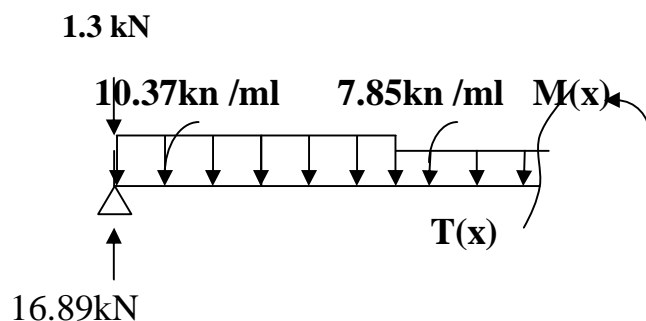
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \quad \Rightarrow \quad T(0) = -15.59 \text{ kN} \\ \text{Pour } X=1.8 \quad \Rightarrow \quad T(1.8) = 3.07 \text{ kN} \end{array} \right.$$

**• 2^{em} tronçon : $1.8 \leq X \leq 3.45 \text{ m}$**

$$T(x) + 16.89 - 10.37(1.8) - 7.85(X - 1.8) - 1.3 = 0$$

$$T(x) = -11.06 + 7.85(X)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=1.8 \quad \Rightarrow \quad T(1.8) = 3.07 \text{ kN} \\ \text{Pour } X=3.45 \quad \Rightarrow \quad T(3.45) = 16.02 \text{ kN} \end{array} \right.$$



$$T_{(x)} = 0 \quad \Longrightarrow \quad -11.06 + 7.85(x) = 0 \quad \Longrightarrow \quad X = 1.40\text{m}$$

Le moment fléchissant :

- **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.8\text{m}$**

$$M_{(x)} + 1.3(x) + 10.37x (x/2) - 16.89(x) = 0$$

$$M_{(x)} = 15.59(x) - 10.37(x^2 / 2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \quad \Longrightarrow \quad M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } X=1.8 \quad \Longrightarrow \quad M(1.8) = 11.26\text{kN.m} \end{array} \right.$$

- **2^{ème} tronçon : $1.8 \leq X \leq 3.45\text{m}$**

$$M_{(x)} + 1.3(x) - 16.89(x) + 10.37(1.8) (x-1.8/2) + 7.85/2 (x-1.8)^2 = 0$$

$$M_{(x)} = -3.925(x)^2 + 11.054(x) + 4.08$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=1.8 \quad \Longrightarrow \quad M(1.8) = 11.26\text{kN.m} \\ \text{Pour } X= 3.45 \quad \Longrightarrow \quad M(3.45) = 0 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

$$T_{(x)} = 0 \quad \text{à} \quad X = 1.5 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{premier tronçon}$$

Donc le moment max se calcul comme suit :

$$M_{(x)} = 15.59(x) - 10.37(x^2/2)$$

$$M_{\max} = M(1.5) = 11.71 \text{ kN.m}$$

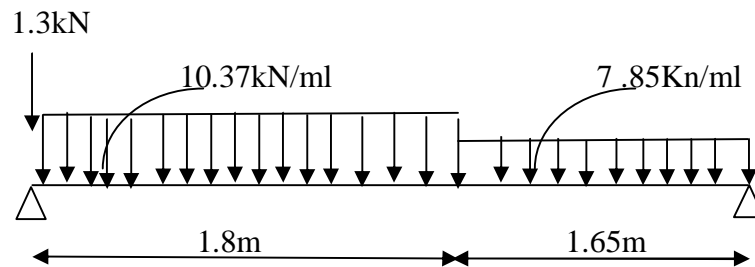
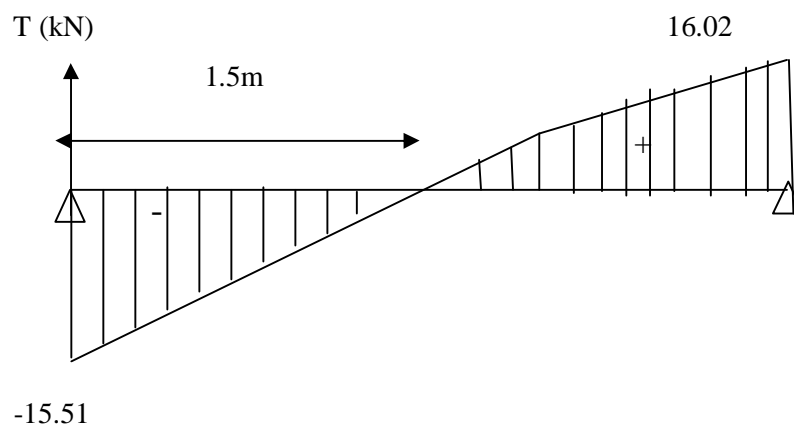
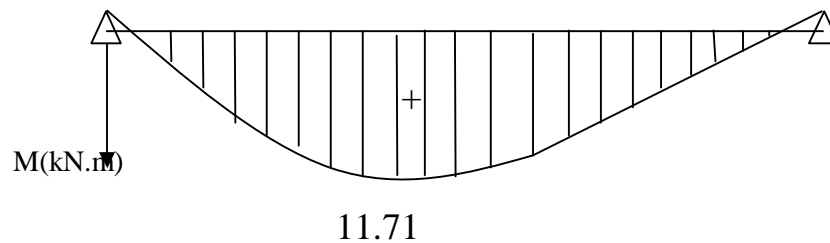
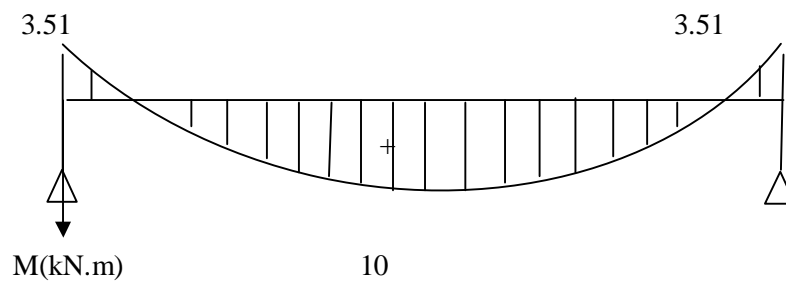
Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment à l'aide des coefficients correcteurs :

Aux appuis:

$$M_{ua} = M_{ub} = -0.3 \times M_{\max} = -0.3 \times 11.71 = -3.51\text{kN.m}$$

En travée:

$$M_{ut} = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 11.71 = 10 \text{ kN.m}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELS**a. Diagramme des efforts tranchants****b. Diagramme des moments fléchissant****C. Diagramme corrigé des moments fléchissant**

Vérification à l'ELS**Ø Les contraintes****Ø dans le béton**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$s_{bc} = \frac{S_{st}}{K_1} \leq \overline{s_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Aux Appuis :

$$r_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241.$$

$$r_1 = 0.241 \longrightarrow \begin{cases} b_1 = 0.921 \\ K_1 = 48.29 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta 1.d.A_s} = \frac{3.51 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 94 \text{ MPa}$$

$$\frac{S_{St}}{K_1} = 1.95 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347. \longrightarrow \begin{cases} b_1 = 0.908 \\ K_1 = 39.35 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tr}}{\beta 1.d.A_s} = \frac{10 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 188 \text{ MPa}$$

$$\frac{S_{St}}{K_1} = 4.80 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Ø Dans les aciers

Ø on doit vérifier que $\sigma_s \leq 348 \text{ MPa}$

aux appuis :

$$\sigma_s = 94 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées :

$$\sigma_s = 188 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Ü Etat limite d'ouverture des fissurations :

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

Ü Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa \end{array} \right.$$

Avec:

h : hauteur totale (15 cm)

L : portée entre nus d'appuis L= 3.45m

M_t : moment max en travée M_t= 10 kN/m

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{345} = 0.043 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_n \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec :

$$q_s = 10.37 \text{ kN / ml}$$

E_n : Module de déformation différé

$$E_n = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13$$

$$S_{xx} = 11250 + 881.4 = 12131.4 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 4.52)$$

$$B_0 = 1567.8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12131.4}{1567.8} = 7.73 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.73 = 7.27 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} ((7.73)^3 + (7.27)^3) + 15 \times 4.52 \times (7.27 - 2)^2$$

$$I = 90970.75 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.37 \times 10^6 \times (345)^4}{10818.86 \times 90970.75 \times 10^{-8}} = 1.94 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3400}{500} = 6.8 \text{ mm}$$

$$f = 1.11 \text{ mm} < \bar{f} = 6.8 \text{ mm} \longrightarrow \text{Donc condition de la flèche est vérifiée}$$

Conclusion

les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4. Etude de la volée intermédiaire

Ü Pré dimensionnement du Palier et paillasse

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation

Avec L : longueur réelle du palier et de la paillasse: $L = L^- + L_2$;

Calcul de L^- :

Soient : H : hauteur de la volée: $H = n \times h = 3 \times 0.18 = 0.54$ m

L_1 : longueur de la paillasse projetée: $L_1 = (n - 1) g = (3 - 1) 0.3 = 0.6$ m

$$\tan b = \frac{18}{30} = 0.6 \Rightarrow b = 30.96^\circ \Rightarrow \cos b = 0.857$$

$$L^- = L_1 / \cos b = \frac{0.6}{0.857} = 0.7 \text{ m}$$

L : longueur projetée du palier et de la paillasse ; $L = L_1 + L_2 + L'$

$$L = 1.27 + 1.27 + 0.7 = 3.24 \text{ m}$$

$$\frac{324}{30} \leq e_p \leq \frac{324}{20} \Rightarrow 10.8 \text{ cm} \leq e_p \leq 16.5 \text{ cm}$$

On prend donc l'épaisseur $e = 15$ cm

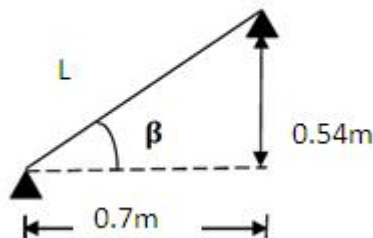
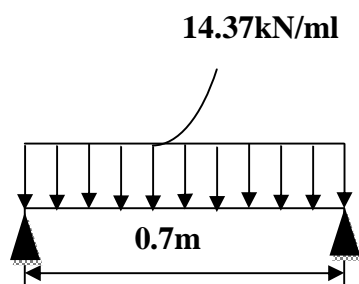


Fig III.4.1.Schéma statique des escaliers

Ø Calcul des efforts internes à L'ELU



A. Les réactions d'appuis

$$\Sigma F=0$$

$$R_A=R_B=\frac{ql}{2} = \frac{14.37 \times 0.7}{2} = 5.09 \text{ kN}$$

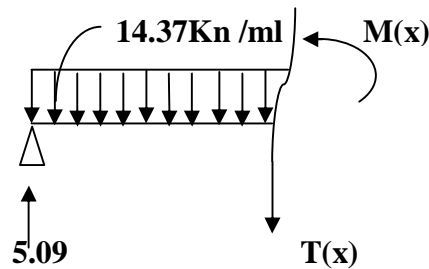
B. Calcul des efforts tranchant et moment flechissant**Efforts tranchant**

$$0 \leq x \leq 0.7 \text{ m}$$

$$T(x) - 5.09 + 14.37(x) = 0$$

$$T(x) = -14.37(x) + 5.09$$

$$\begin{array}{ll} \text{Pour } x=0 & \longrightarrow T(0)=5.09 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=0.7 \text{ m} & \longrightarrow T(0.7)=-5.09 \text{ kN} \end{array}$$

**Moment flechissant**

$$0 \leq x \leq 0.7 \text{ m}$$

$$M(x) - 5.09(x) + 14.37(x)\frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 5.09(x) - 14.37\frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 & \longrightarrow M(0)= 0 \text{ kN/m} \\ \text{Pour } x=0.7 \text{ m} & \longrightarrow M(0.7)= 0 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Le moment M_{\max}

$$T(x) = 0 \text{ à } X = 0.35 \text{ m}$$

Donc le moment max se calcul comme suit :

$$M_{(x)} = 5.09 (x) - 14.37\frac{x^2}{2}$$

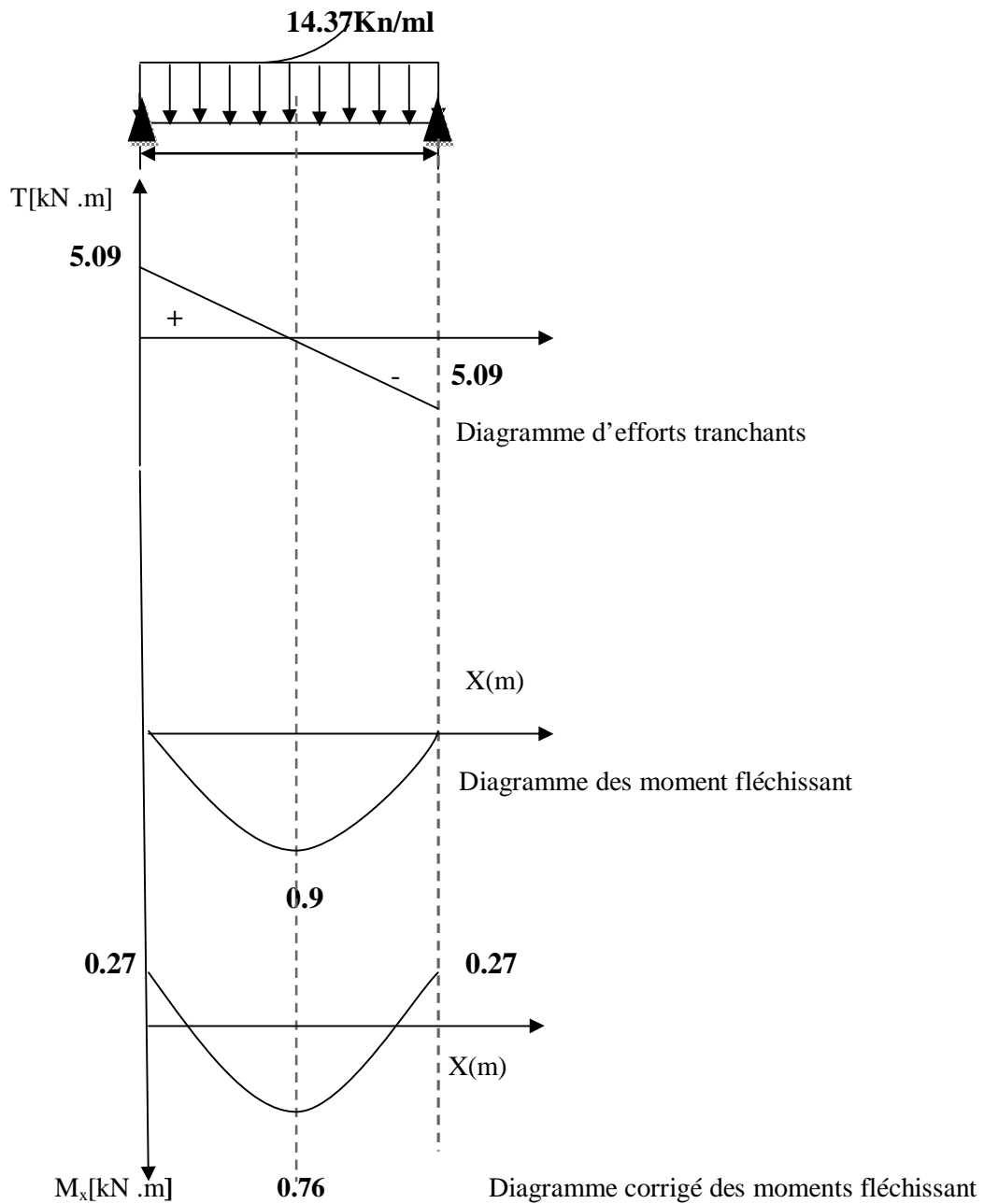
$$M_{\max} = M (0.35) = 0.90 \text{ kN.m}$$

Remarque : a fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u \max}$ niveau des appuis et en travée

$$\text{moment en appuis A : } M_{u \text{ app}} = -0.3 M_{u \max} = -0.27 \text{ kN.m.}$$

$$\text{moment en travée : } M_{u \text{ travée}} = 0.85 M_{u \max} = 0.76 \text{ kN.m.}$$

Diagramme des efforts internes à l' ELU

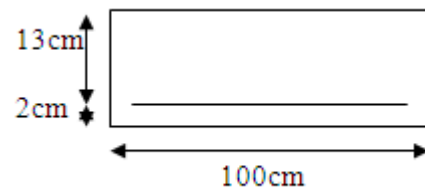


Ferrailage

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilisant les moment et les efforts calculés précédemment

Moment réduit μ_b

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$



M: moment supporté par la section

f_{bc} : contrainte limite de compression dans le béton ;
b et d : dimensions de la section du béton.

- section d'armatures.**

$$A_s = \frac{M_a}{bd \sigma_{st}}$$

Avec σ_{st} : contrainte limite de l'acier.

a. Aux appuis :**Calcul des armatures principales :**

$$M_u^{ap} = 0.27 \text{ kN.m} \quad \text{Tapez une équation ici.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{ap}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.27 \times 1000}{13^2 \times 100 \times 14.2} = 0.001 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$m_b = 0.001 \longrightarrow b = 0.9995$$

$$A_a = \frac{M_a}{bd \sigma_{st}} = \frac{0.27 \times 10^3}{0.9995 \times 13 \times 348} = 0.059 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_{\text{adopt}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm

b. En travée :

$$M_t = 0.76 \text{ kN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.76 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.003$$

$$m = 0.003 < m_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}.$$

$$\mu = 0.003 \longrightarrow b = 0.9985$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d s_{st}} = \frac{0.76 \times 10^3}{0.9985 \times 13 \times 348} = 0.168 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{tadopt}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm.

Ø Armatures de répartition

Ø Aux appuis :

$$\frac{A}{4} = A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{\text{radopt}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm

Ø En travée

$$\frac{A_{\text{tadopt}}}{4} = A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm

• **Vérification à l'ELU**

Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91A4.21)

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

En travée : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ **condition vérifiée**

En appui : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow$ **condition vérifiée**

▪ **Répartition des barres**

Armatures longitudinales

$$S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33)\text{cm} = 33\text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée**

Armatures de répartition

$$S_t < \min(4h, 45) = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée**

▪ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91Art61.3)**

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{tj} = 15 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}, \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$V_{\max} = 5.09 \text{ kN}$$

$$\Sigma u_i = np\Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{5.09 \times 10}{0.9 \times 13 \times 10.05} = 0.43 < 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA552) :**

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min \left\{ \frac{0.2}{g_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{5.09 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.039 \text{ [MPa]}. \quad t < \bar{t} = 3.33 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

▪ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis sur le béton (BAEL91ArtA5.132) :**

$$V_u^{\max} \leq 0.4b(0.9d) \frac{f_{c28}}{g_b} = \frac{0.4 \times 1000 \times 0.9 \times 130 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 780 \text{ kN}.$$

$$V_u^{\max} = 5.09 \text{ kN} \leq 780 \text{ [kN]}.$$

▪ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_{a \text{ adopt}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_{a \text{ adopt}} \cdot \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left(5.09 - \frac{0.27}{0.9 \times 0.13} \right) = 0.079 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.079 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ **Ancrage des barres aux appuis:**

$$\bar{t}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

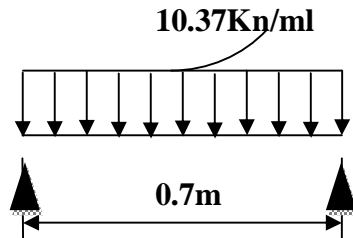
$$L_s = \frac{f_e}{4\bar{t}_s} \Phi = \frac{400}{4 \times 2.835} \times 0.8 = 28.21 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91modifiées 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.

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 28.21 = 11.28 \text{ cm} ; L_a = 15 \text{ cm}.$$

Ø Calcul à l'ELS

le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM classique



Les réactions d'appuis :

$$\Sigma F=0$$

$$R_A=R_B=\frac{ql}{2} = \frac{10.37 \times 0.7}{2} = 3.62 \text{ kN}$$

a) Calcul des efforts tranchant et moment flechissant :

Efforts tranchant :

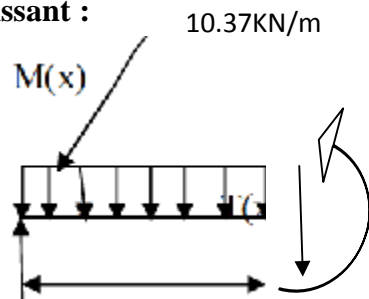
$$0 \leq x \leq 0.7 \text{m}$$

$$T(x) - 3.62 + 10.37(x) = 0$$

$$T(x) = -10.37(x) + 3.62$$

Pour $x=0$ $\longrightarrow T(0) = 3.63 \text{ kN}$

Pour $x=0.7 \text{m}$ $\longrightarrow T(0.7) = -3.63 \text{ kN}$



Moment flechissant :

$$0 \leq x \leq 0.7 \text{m}$$

$$M(x) - 3.62x + 10.37(x)\frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 3.62(x) - 10.37\frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN/m} \\ \text{Pour } x=0.7 \text{m} \longrightarrow M(0.7) = 0 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

Le moment M_{\max}

$$T(x) = 0 \text{ à } X = 0.34 \text{ m}$$

Donc le moment max se calcul comme suit :

$$M_{(x)} = 3.62(x) - 10.37\frac{x^2}{2}$$

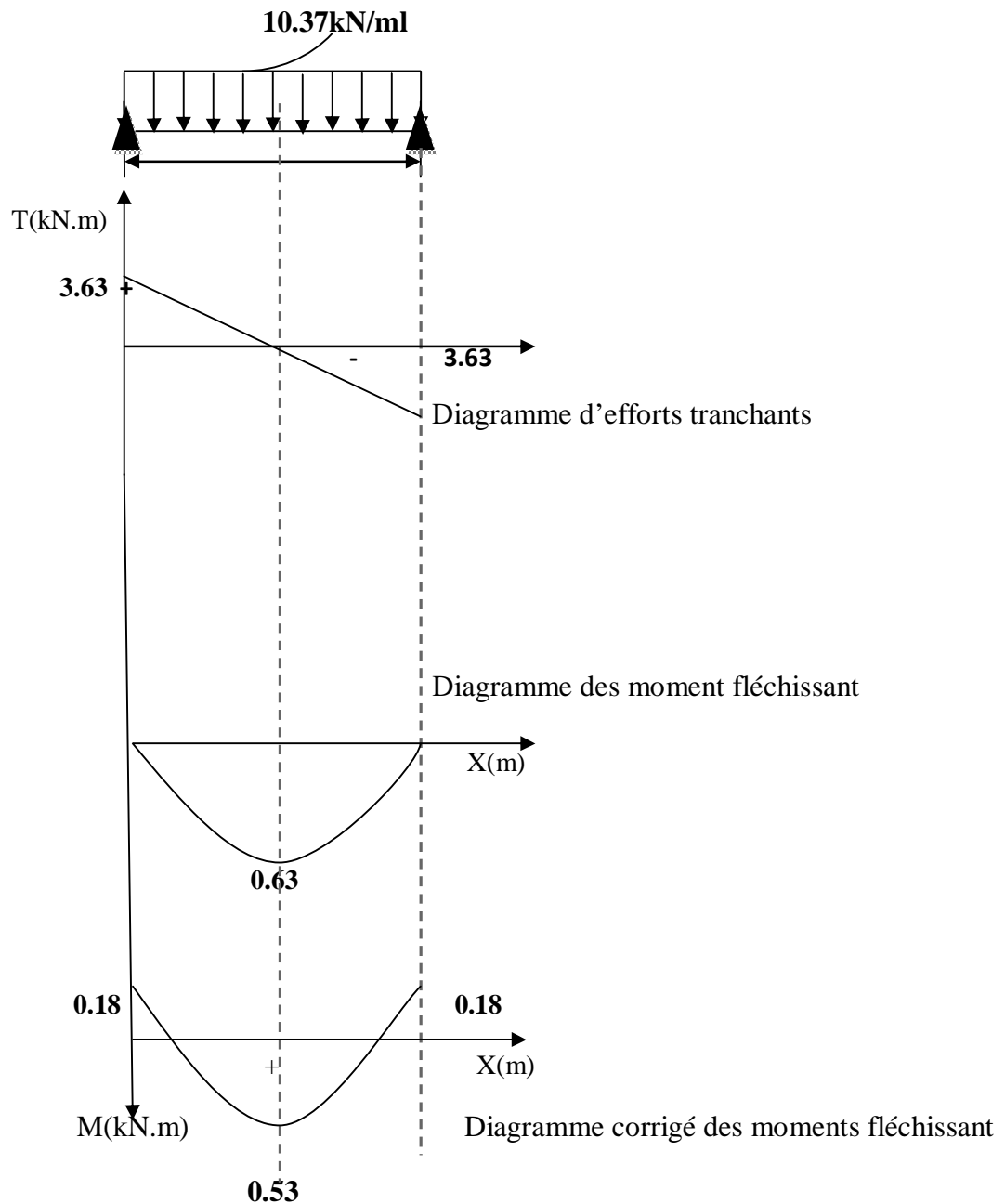
$$M_{\max} = M(0.34) = 0.63 \text{ kN.m}$$

Remarque : a fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u \max}$ niveau des appuis et en travée

moment en appuis A : $M_{u \text{ app}} = -0.3 M_{u \text{ max}} = -0.18 \text{ kNm}$.

moment en travée : $M_{u \text{ travée}} = 0.85 M_{u \text{ max}} = 0.53 \text{ kNm}$.

Diagramme des efforts internes à l'ELS



Vérification à l'ELS**Ø Les contraintes****Ø dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$s_{bc} = \frac{s_{st}}{K_1} \leq \overline{s_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Aux Appuis :

$$r_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155.$$

$$r_1 = 0.155 \longrightarrow \begin{cases} b_1 = 0.935 \\ K_1 = 61.92 \end{cases}$$

$$s_{st} = \frac{M_{as}}{Ab_1d} = \frac{0.18 \times 10^3}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 7.36 \text{ MPa.}$$

$$\frac{s_{st}}{K_1} = 0.118 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

$$s_{bc} = 0.118 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$r_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154. \longrightarrow \begin{cases} b_1 = 0.935 \\ K_1 = 61.92 \end{cases}$$

$$s_{st} = \frac{M_{as}}{Ab_1d} = \frac{0.53 \times 10^3}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 21.69 \text{ MPa.}$$

$$\frac{s_{st}}{K_1} = 0.350 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Ø Dans les aciers : on doit vérifier que $\sigma_s \leq 348 \text{ MPa}$ **aux appuis :**

$$\sigma_s = 7.36 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travées :

$$\sigma_s = 21.69 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ü Etat limite d'ouverture des fissurations :

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

Ü Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa \end{array} \right.$$

Avec:

h : hauteur totale (15 cm)

L : portée entre nus d'appuis L=0.7m

M_t : moment max en travée M_t= 0.53KN/m

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures ;

b₀ : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{15}{70} = 0.214 \geq 0.0625$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = 0.214 \geq \frac{0.53}{10 \times 0.7} = 0.075 \quad \longrightarrow \quad \text{Les conditions sont vérifiées}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{A}{b d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$$

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

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.4. La poutre palière

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

III.4.1. Pré dimensionnement

a. Hauteur

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

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

Avec :

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

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 300\text{cm} \quad \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \quad \text{donc : } 20\text{cm} \leq h_t \leq 30\text{cm}$$

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

b. Largeur

La largeur de la poutre palière est donnée par : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

D'où : $12\text{ cm} \leq b \leq 21\text{cm}$.

Selon le RPA

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25\text{cm}$$

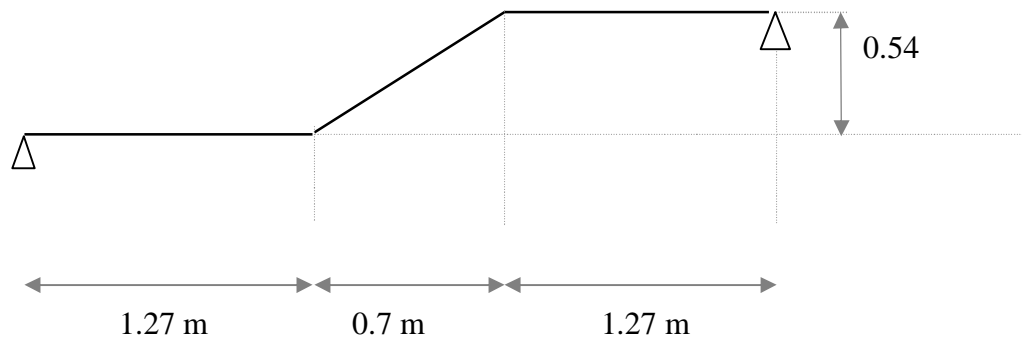
On prend $b = 25\text{cm}$.

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30)\text{ cm}^2$.

Ü Vérifications relatives aux exigences du RPA :

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20\text{cm}$ $25 \geq 20\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée
- $h_t \geq 30\text{cm}$ $30 \geq 30\text{cm}$ \Rightarrow condition vérifiée
- $h_t / b \leq 4$ $30/25 = 1.2 < 4$ \Rightarrow condition vérifiée



III.4.2.Détermination des charges et surcharges

Les charges revenant à la poutre palière (sur les distances 1.27m) sont déterminées par la réaction d'appui R_B de la volée d'escalier et de son poids propre :

ELU :

Poids propre de la poutre : $G=25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ kN/ml}$

Sur la longueur 1.27m (voir réactions escaliers) : 20.51 kN/ml

Charge totale à l'Elu sur 1.27m: $20.51 + 1.35 \times 1.875 = 23.04 \text{ kN/ml}$

Sur la longueur 0.7m à l'ELU : $14.37 \times 1.2 + 1.875 \times 0.35 = 17.90 \text{ kN /ml}$

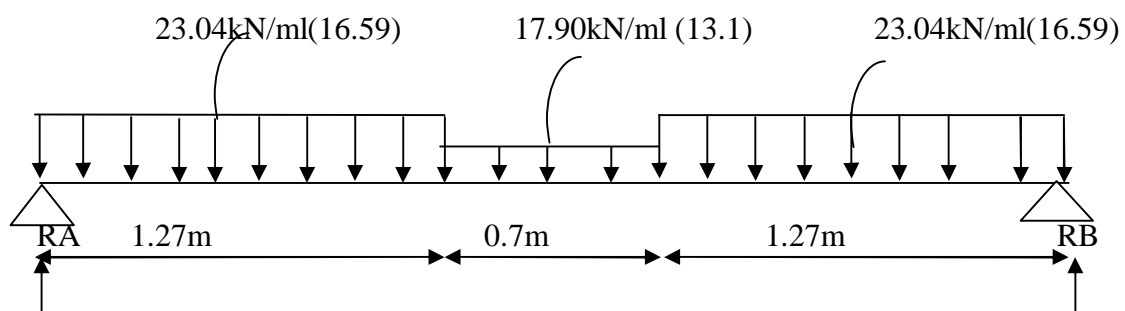
ELS:

Sur la longueur 1.27m (voir réactions escaliers) : 14.72 kN/ml

Charge totale à l'Els sur 1.27m: $14.72 + 1.875 = 16.59 \text{ kN/ml}$

Sur la longueur 0.7m à l'ELS: $10.37 \times 1.2 + 1.875 \times 0.35 = 13.1 \text{ kN /ml}$

.Schéma statique à l'ELU (ELS)



III.4.3. Dimensionnement à l'ELU**Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad \Rightarrow R_A + R_B = 23.04 \times 1.27 + 17.90 \times 0.7 + 23.04 \times 1.27$$

$$R_A + R_B = 71.05 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow R_B(3.24) = [(23.04 \times 1.27 \times 2.605) + (17.9 \times 0.7 \times 1.62) + (23.04 \times 1.27 \times 0.635)] \Rightarrow$$

$$R_A = 35.52 \text{ kN} \text{ Ce qui donne } R_B = 35.52 \text{ kN}$$

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

1^{er} tronçon: Pour $0 \leq x \leq 1.27 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_{pl}x$$

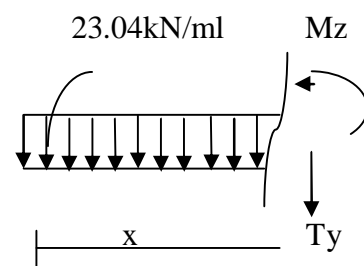
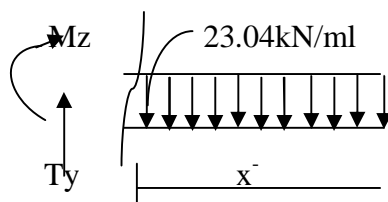
$$x = 0 \quad \rightarrow \quad T_y = R_A = 35.52 \text{ kN}$$

$$x = 1.27 \text{ m} \rightarrow T_y = 35.52 - 23.04 \times 1.27 = 6.25 \text{ kN}$$

$$M_z = R_A x - q_{pl}x^2/2$$

$$x = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$x = 1.27 \text{ m} \rightarrow M_z = 26.52 \text{ kNm}$$



2^{ème} tronçon: Pour $0 \leq x' \leq 1.27 \text{ m}$

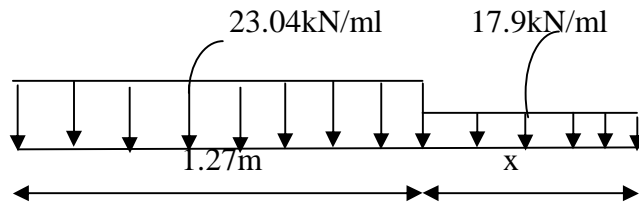
$$T_y = R_B - q_{pl}x' = 0 \quad \rightarrow \quad T_y = -R_A = -35.52 \text{ kN}$$

$$x' = 1.27 \text{ m} \rightarrow T_y = -35.52 + 23.04 \times 1.27 = -6.25 \text{ kN}$$

$$M_z = R_B x' - q_{pl}x'^2/2 = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$x' = 1.27 \text{ m} \rightarrow M_z = 26.52 \text{ kNm}$$

3^{ème} tronçon:



$$0 \leq x \leq 0.7$$

$$T_y = 35.52 - 23.04x1.27 - 17.9(X)$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 6.25 \text{ kN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -6.25 \text{ kN} \rightarrow (x = 0.7) \end{array} \right\}$$

ü Moments fléchissent

$$M_z + 17.9 \times \frac{x^2}{2} + 23.04 \times 1.27(0.635 + x) - R_A(1.27 + x) = 0$$

$$M_z = -17.9 \times \frac{x^2}{2} + 35.52 \times (1.27 + x) - 29.26(0.635 + x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 26.53 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 26.52 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0.7) \end{array} \right\}$$

Calcul du point du moment max :

$$T_y = 35.52 - (23.04 \times 1.27) - 17.9x(x) = 0 \rightarrow x = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = M(0.35) = 27.62 \text{ kN.m}$$

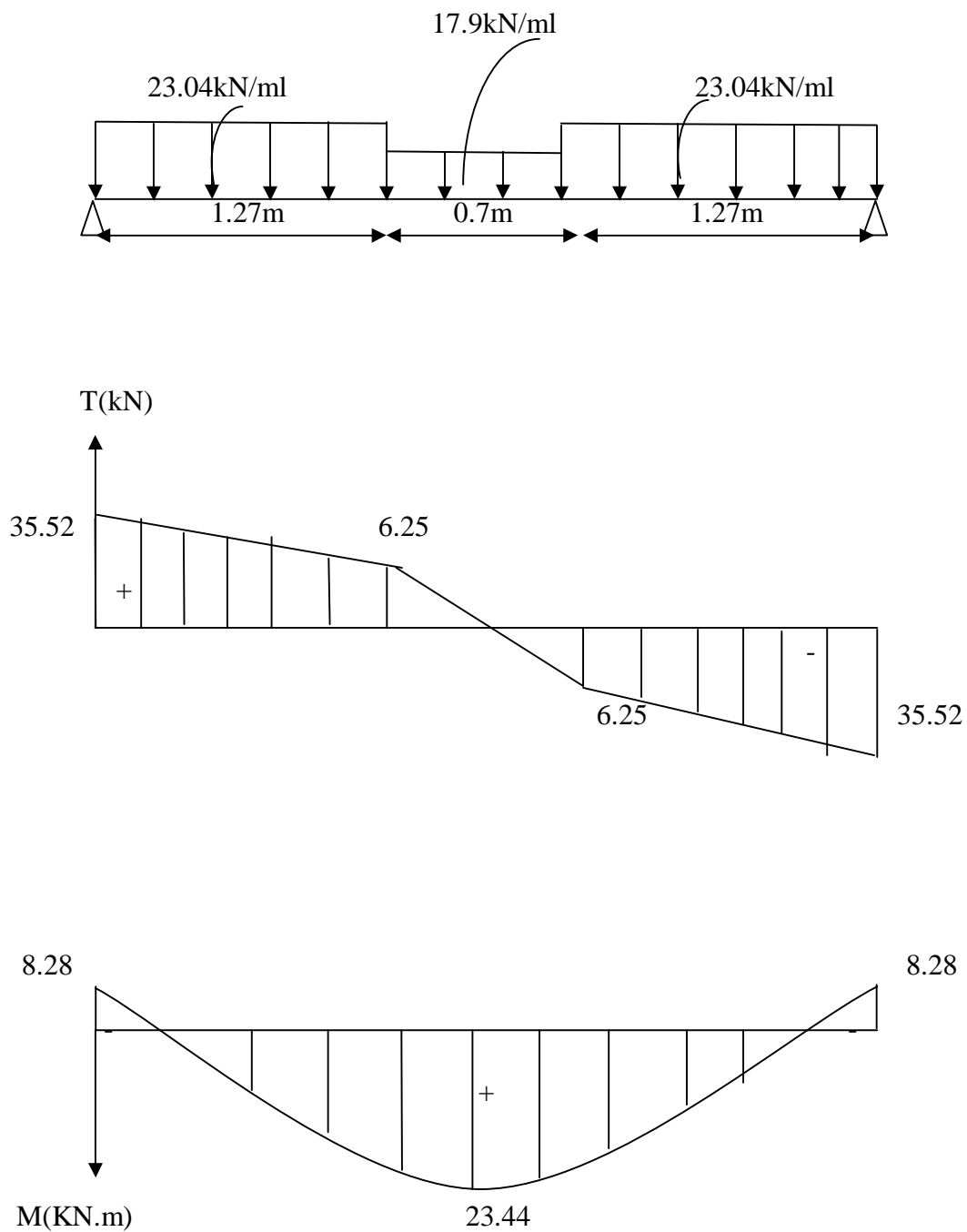
Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

$$\text{-Aux appuis : } -0.3M_{\max} = -8.28 \text{ kN.m}$$

$$\text{-En travée : } 0.85M_{\max} = 23.44 \text{ kN.m}$$

III.4.4. Diagramme des sollicitations



III.4.5.Ferraillage à L'ELU

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.44 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.2} = 0.075 \quad \mu_1 = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$m_b = 0.075 \quad \beta = 0.960 \quad \longrightarrow$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{bd s_{st}} = \frac{23.44 \times 10^3}{0.960 \times 0.27 \times 348} = 2.59 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA14} = 4.62 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$m_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.28 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.2} = 0.026 < 0.392 = m_l \Rightarrow SSA.$$

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

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{bd s_{st}} = \frac{8.28 \times 10^3}{0.987 \times 0.27 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_{app} = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

- 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.

$$4.62 + 3.39 = 8.01 \text{ cm}^2 > \frac{0.5 \text{ hb}}{100} = \frac{0.5 \times 30 \times 25}{100} = 3.75$$



Condition vérifiée

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

$$8.01 \text{ cm}^2 < \frac{4 \text{ hb}}{100} = \frac{4 \times 30 \times 25}{100} = 30 \text{ cm}^2$$



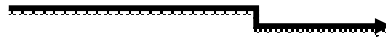
Condition vérifiée

III.4.6. Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

- **En appuis** : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$



Condition vérifiée

- **En travée** : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2$



Condition vérifiée

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

$$T_u^{\max} = 35.52 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{35.52 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.526 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{g_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min (0.2 \cdot 25 / 1.5 ; 5)$$

$$\tau_u = 0.526 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$



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 $t_{se} \leq \bar{t}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } t_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

$$t_{se} = \frac{35.52 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 3.14 \times 3 \times 12} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$t_{se} = 1.29 \text{ MPa} < \bar{t}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$



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 :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9xd}}{f_e / 1.15} = \frac{35.52 \times 10^3 - \frac{8.28 \times 10^6}{0.9 \times 270}}{348} = 4.15 \text{ mm}^2 = 0.0415 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \geq A_u = 0.0415 \text{ cm}^2$$

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

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{g_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{g_b} = 0.4 \times 0.9 \times 25 \times 27 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ kN} \geq 34.76 \text{ kN}$$

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

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{f \times f_e}{4 \times t_s} = \frac{400}{4 \times 2.835} f = 35.27 f$$

$$t_s = 0.6 \times y_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Le BAEL limite $L_s = 40 f$ 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 :

$$f \leq \min \left\{ f; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14; 0.875; 2.5 \} = 10 \text{ mm.}$$

Soit : $\phi t = 8 \text{ mm.}$

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

▼ Sur appuis :

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} = \min \left\{ 7.5 ; 12 ; 30 \right\} \Rightarrow \text{Soit : } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

▼ En travée :

$$e \leq \frac{h}{2} \rightarrow e \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.4.7. Dimensionnement à l'ELS

Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 16.59 \times 1.27 + 13.1 \times 0.7 + 16.59 \times 1.27$$

$$R_A + R_B = 51.30 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow R_B(3.24) = [(16.59 \times 1.27 \times 2.605) + (13.1 \times 0.7 \times 1.62) + (16.59 \times 1.27 \times 0.635)] \Rightarrow$$

$$R_A = 25.65 \text{ kN} \quad \text{Ce qui donne } R_B = 25.65 \text{ kN}$$

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

1^{er} tronçon: Pour $0 \leq x \leq 1.27 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_p L x$$

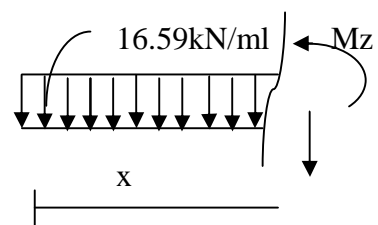
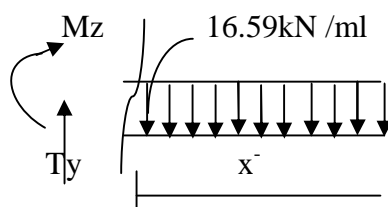
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 25.65 \text{ kN}$$

$$X = 1.27 \text{ m} \rightarrow T_y = 25.65 - 16.59 \times 1.27 = 4.58 \text{ kN}$$

$$M_z = R_A x - q_p x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 1.27 \text{ m} \rightarrow M_z = 19.19 \text{ kNm}$$



2^{ème} tronçon: Pour $0 \leq x' \leq 1.27\text{m}$

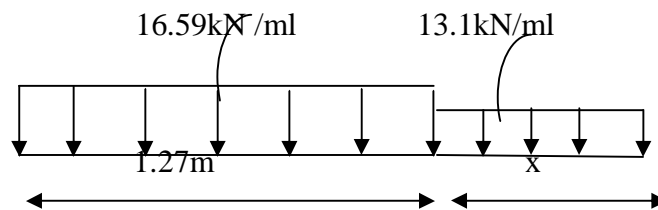
$$T_y = R_B - q_{pl}xX' = 0 \rightarrow T_y = -R_A = -25.65\text{kN}$$

$$X' = 1.27\text{m} \rightarrow T_y = -25.65 + 16.59 \times 1.27 = 4.58\text{ kN}$$

$$M_z = R_B X' - q_{pl} X'^2 / 2 = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X' = 1.27\text{m} \rightarrow M_z = 19.19\text{ kNm}$$

3^{ème} tronçon:



$$0 \leq x \leq 0.7$$

$$T_y = 25.65 - 16.59x1.27 - 13.1(X)$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 4.58\text{ kN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -4.58\text{ kN} \rightarrow (x = 0.7) \end{array} \right\}$$

ü Moments fléchissent

$$M_z + 13.1 \times \frac{x^2}{2} - 16.59 \times 1.27(0.635 + x) - R_A(1.27 + x) = 0$$

$$M_z = -13.1 \times \frac{x^2}{2} + 25.65 \times (1.27 + x) - 21.06(0.635 + x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 19.19\text{ kN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 19.19\text{ kN.m} \rightarrow (x = 0.7) \end{array} \right\}$$

Calcul du point du moment max :

$$T_y = 25.65 - (16.59 \times 1.27) - (13.1 \times X) = 0 \rightarrow x = 0.35\text{m}$$

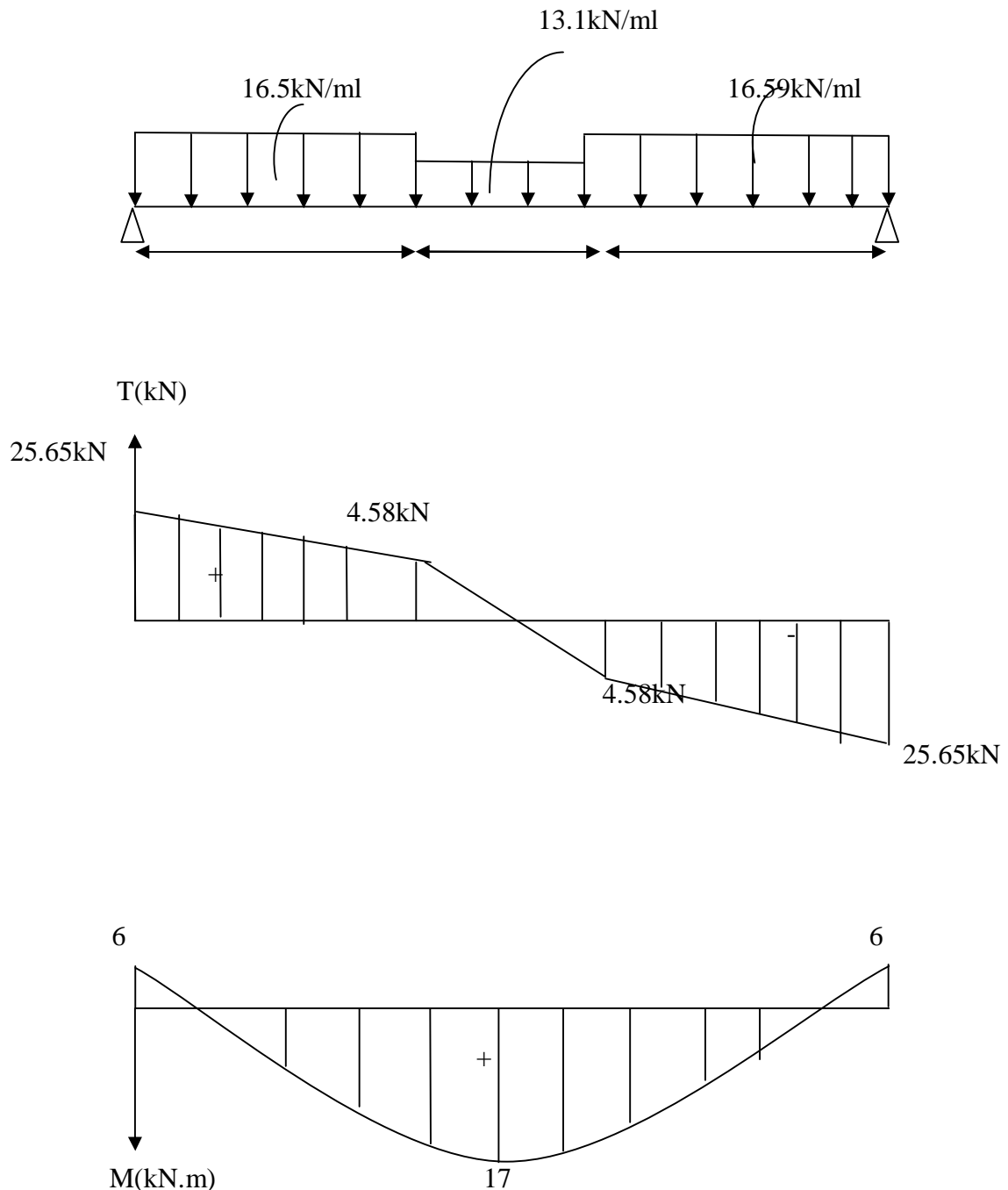
$$\text{D'où } M_{\max} = M(0.35) = 20\text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

-Aux appuis : $-0.3M_{\max} = -6 \text{ kN.m}$


-En travée : $0.85M_{\max} = 17 \text{ kN.m}$


III.4.8. Diagramme des sollicitations


III.4.9. Vérification à L'ELS

A. Vérification de la flèche

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{324} = 0.092 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Condition vérifiée}$$


$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{324} = 0.092 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17}{10 \times 20} = 0.085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{Condition vérifiée}$$


$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 27} = 0.0068 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{Condition vérifiée}$$


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 :

$$s_{bc} \leq 0.6 f_{c28}$$

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

Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$, $M_a = - 6 \text{ kN.m}$

$$r = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$r = 0.502 \rightarrow b = 0.893 \rightarrow a = 0.321 \rightarrow k = 31.73$$

$$s_{st} = \frac{M_a}{A \cdot b \cdot d} = \frac{6 \times 10^3}{3.39 \times 0.893 \times 27} = 73.40 \text{ MPa},$$

$$s_{bc} = s_{st} / K = 73.40 / 31.73 = 2.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.31 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.5. 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 largeur sous les sollicitations suivantes :

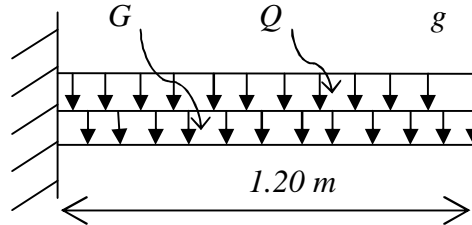


Figure III.5.1 Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément répartie 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.5.1. Dimensionnement du balcon

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de 15 cm.

III.5.2. Détermination des charges et surcharges du balcon

Eléments		Charges permanentes (kN/m ²)	Résultats (kN/m ²)
Dalle pleine		25x0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	20x0.02	0.4
	Mortier de pose	20x0.03	0.60
	Couche de sable	22x0.03	0.66
	Enduit de ciment	18x0.02	0.36
Somme (G)			5.77

Tableau : Charges permanentes du balcon

Charge concentrée (Poids propre du garde corps)

Eléments	Charges permanentes (kN/m ²)	Résultats (kN/m ²)
Brique	9x0.10	0.90
Enduit de ciment	18x0.02x2	0.72
Somme (G)		1.62

Tableau Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps**Surcharge d'exploitation**

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

III.5.3. Combinaisons de charges**A l'ELU****Ø La dalle :**

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

Ø Le garde corps :

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

A l'ELS**Ø La dalle :**

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

Ø Le garde corps :

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

III.5.4. Calcul des moments fléchissant**- A l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{13.04 \times 1.2^2}{2} + 2.187 \times 1.2 = 12.013 \text{ kN.m}$$

A l'ELS

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{9.27 \times 1.2^2}{2} + 1.62 \times 1.2 = 8.618 \text{ kN.m}$$

III.5.5. Ferrailage

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

Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.013 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.058 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.970$$

$$A_s = \frac{M_u}{b \times d \times S_{st}} = \frac{12.013 \times 10^3}{0.970 \times 12 \times 348} = 2.96 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10** = 3.14 cm^2 avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8** = 2.01 cm^2 avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.6. Vérifications à l'ELU

Conditions de non fragilité (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$t_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{t}_{se}$$

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

$$V_u = 13.04 \times 1.2 + 2.187 = 17.835 \text{ kN}$$

$$\bar{t}_{se} = \gamma \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i = n \times p \times \Phi$: Somme des paramètres utiles des barres

n : nombre des barres

Φ : diamètre d'une barre.

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

D'où :

$$t_{se} = \frac{17.835 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{t}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au cisaillement (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

$$t_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{t}_u$$

Avec :

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{g_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5, 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa} \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$t_u = \frac{17.835 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.148 < \bar{t}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.7. Vérification à l'ELS

- Contraintes dans le béton

$$s_{bc} < \bar{s}_{bc}.$$

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
- $a < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } g = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.013}{8.618} = 1.39$$

$$\mu = 0.058 \quad \Rightarrow \quad a = 0.0747$$

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

$$a = 0.0747 < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Longueur de scellement

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = - \frac{f \times f_e}{4 \times t_s}$$

$$\overline{t_s} = 0.6 \times y_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$\overline{t_s}$: Contrainte d'adhérence.

ψ_s : Coefficient de scellement

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \quad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \quad \text{On adopte : } L_r = 18 \text{ cm.}$$

• Contraintes dans les armatures :

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

- **vérification de la flèche**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\S \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow C.V$$

$$\S \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_s}{M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{10} \times \frac{8.618}{8.618} = 0.1 \Rightarrow C.V$$

$$\S \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.14 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.0261 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6. 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 cloison.

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

III.6.1. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage

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

Elle est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66 \leq h \leq 34 \text{ cm}$

Soit : $h = 30 \text{ cm}$

- **La largeur de la poutre :**

elle est donnée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$
 $14 \leq b \leq 24.5$

Soit $b = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification (RPA) :**

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifié
- $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifié
- $\frac{h_t}{b} = 1.2 \leq 4 \dots\dots\dots$ vérifié

- **Ferrailage :**

Voir CHAPITRE VI : FERRAILLAGES DES POUTRES

III.7.Calcul de la salle machine

III.7.1. Introduction

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur en béton armée de surface $(1.70 \times 1.90) \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 90 KN, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude des dalles reposant sur leurs contours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD, qui donnent les coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

III.7.2. Dimensionnement

- **Epaisseur de la dalle pleine (h_t)**

$$h_t = \frac{L_{max}}{30}$$

$$h_t = \frac{190}{30} = 6.33 \text{ cm}$$

h_t : Epaisseur de la dalle pleine

h_t doit être au moins égale à 12 cm (RPA99 version 2003)

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

III.7.3. Calcul des sollicitations U et V

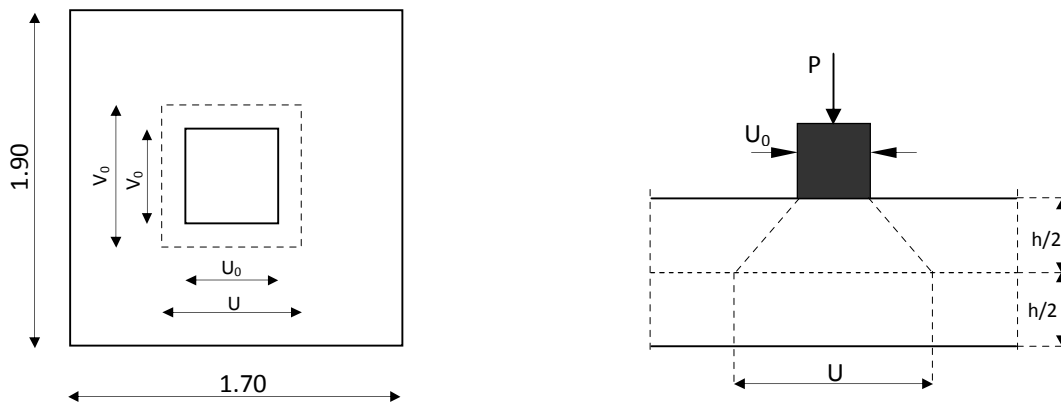


Fig III.7.1. Diffusion de charges dans le feuillet moyen

$$L_x = 1.70 \text{ m}$$

$$L_y = 1.90 \text{ m}$$

$$U_0 = V_0 = 0.80 \text{ m (coté du rectangle dans lequel } p \text{ est concentré)}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.90} = 0.9 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.7.3.1.Moment dus à la charge localisée

$$M_x = q \times (M_1 + u.M_2)$$

$$M_y = q \times (M_2 + u.M_1)$$

q : Charge uniformément répartie sur tout la dalle.

Les Coefficients déterminés à partir des rapports (ρ , U/L_x , V/L_y) dans les abaques de PICEAUD.

U et V côtés du rectangle sur les quels la charge q s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2(\varepsilon e + h/2) = U_0 + 2 \varepsilon e + h.$$

$$V = V_0 + 2(\varepsilon e + h/2) = V_0 + 2 \varepsilon e + h.$$

Le coefficient ε dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton d'épaisseur $e = 5\text{cm}$: $\varepsilon = 1,0$

h : hauteur de la dalle ($h = 15\text{cm}$).

$$U = 0,8 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05\text{m}.$$

$$V = 0,8 + 2 \times 0,05 + 0,15 = 1,05\text{m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.90} = 0.90$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.70} = 0.61$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.90} = 0.55$$

Après interpolation on trouve :

$$M1 = 0.0878$$

$$M2 = 0.0719$$

A. Etat limite ultime (ELU) : $v = 0$

$$q_u = 1,35 \times q = 1,35 \times 90 = 121,5\text{Kn}$$

$$M_{ux1} = q_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0.0878 = 10.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = q_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0.0719 = 8.73 \text{ KN.m}$$

III.7.3.2. Moments dus au poids propre de la dalle

$$M_{ux2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \longrightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_{uy2} = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

A. Etat limite ultime (ELU) $v = 0$

$$\rho = 0,9 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

Poids de la dalle : $G = (25 \times 0,15) = 3,75 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,0 \text{ kN/ml}$.

$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ kN/ml}$.

$M_{ux2} = 0.0458 \times 6.563 \times (1,7)^2 = 0.86 \text{ kN.m}$

$M_{uy2} = 0.778 \times 0.86 = 0,669 \text{ kN.m}$

B. Etat limite de service (ELS) : $v = 0,2$

$$\rho = 0,9 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$

$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$.

$M_{sx2} = 0,0529 \times 4.5 \times (1,7)^2 = 0.687 \text{ kN.m}$

$M_{sy2} = 0,846 \times 0,687 = 0.581 \text{ kN.m}$

III.7.3.3. Superposition des moments**A. ELU**

$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 10.66 + 0.86 = 11.52 \text{ KN.m}$

$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 8.73 + 0.669 = 9.399 \text{ KN.m}$

B. ELS

$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 9.19 + 0.687 = 9.887 \text{ KN.m}$

$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 8.05 + 0.5851 = 8.631 \text{ KN.m}$

III.7.4. ferrailage

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement

Sens x-x:

§ Aux appuis :

$M_{ux} = 0,3 \times 11.52 = 3.456 \text{ Kn.m}$

$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.456 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu_b = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$

Donc :

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{3.456 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.993} = 0.769 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10** ($A = 3.14 \text{ cm}^2$) pour un espacement de 25 cm.

§ En travée :

$$M_t = 0,85 \times 11.52 = 9.792 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.792 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.04 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.980$$

Donc

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{9.792 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.980} = 2.20 \text{ cm}^2$$

On apte pour **4HA10** ($A = 3.14 \text{ cm}^2$) pour un espacement de 25 cm.

Sens y-y:

§ Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 9.399 = 2.819 \text{ Kn.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.819 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.9945$$

Donc :

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{2.819 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.9945} = 0.626 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10** ($A = 3.14 \text{ cm}^2$) pour un espacement de 25 cm.

§ En travée :

$$M_t = 0,85 \times 9.399 = 7.989 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.989 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.020 \Rightarrow \beta = 0.9835$$

Donc :

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{7.989 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.9835} = 1.795 \text{ cm}^2$$

On apte pour **4HA10** ($A = 3.14 \text{ cm}^2$) pour un espacement de 25 cm.

III.7.5. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91)

-Armatures inférieures :

$$W = W_0 \times \left(\frac{3 - 0.9}{2} \right)$$

$$A_{\min} = W \times b \times h$$

$$\text{Avec : } r = \frac{l_x}{l_y} = 0.9$$

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

S : section totale du béton.

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

$$W = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0.9}{2} \right) = 0,00084$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (15 \times 100) = 1,26 \text{ cm}^2$$

-Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

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

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right.$$

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

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

c. Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{Armatures } A_x // L_x : \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification au non poinçonnement :(BAEL91/art : A.5.2. 42) :

$$q_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

μ_c : Le périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (\mu + \nu) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 121,5 \text{ KN} < 0.045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée \Rightarrow On considère qu'aucune armature transversale n'est nécessaire (la charge localisée est éloignée des bords de la dalle).

III.7.6. Vérification à l'ELS**A. En travée :**

$$M_{t_x} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,887 = 8,403 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,631 = 7,336 \text{ KN.m}$$

B. En appuis

$$M_{a_x} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9,887 = 2,966 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_y} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,631 = 2,589 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$a < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } g = \frac{M_u}{M_s}$$

A. Sens x-x :**§ En travée :**

$$y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,792}{8,403} = 1,165$$

$$m_u = 0,04 \rightarrow a = 0,0510$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,165-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,332 > a = 0,0510 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

§ En appuis :

$$y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.456}{2.966} = 1.165$$

$$m_u = 0,014 \rightarrow a = 0.0176$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.165-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,332 > a = 0,0176 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

B. Sens y-y :

§ En travée :

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.989}{7.336} = 1.089$$

$$m_u = 0,033 \rightarrow a = 0.0419$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.089-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,294 > a = 0.0419 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

§ En appuis :

$$y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.819}{2.589} = 1.088$$

$$m_u = 0,011 \rightarrow a = 0.0138$$

$$\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.088-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,294 > a = 0,0138 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

d. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. Vérification de la flèche : (B.7.5 BEAL91)

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyé sur quatre cotés, si les conditions suivantes sont vérifiées on peut se dispenser du calcul de la flèche. Puisque c'est le cas, alors il est inutile de calculer la flèche :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \dots\dots\dots \frac{15}{170} = 0.088 \geq \frac{8.403}{20 \times 9.887} = 0.042 \dots\dots \textbf{vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots \textbf{vérifié}$$

Introduction

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

1. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (une fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœuds, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

2. Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

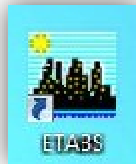
Rappel : (terminologie)

§	Grid line : ligne de grille
§	Joints : nœuds
§	Frame : portique (cadre)
§	Shell : voile
§	Elément : élément
§	Restraints : degrés de liberté(D.D.L)
§	Loads : charge
§	Uniformed loads : point d'application de la charge
§	Define : définir
§	Materials : matériaux
§	Concrete : béton
§	Steel : acier
§	Frame section : coffrage
§	Column : poteau
§	Beam : poutre

3. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60

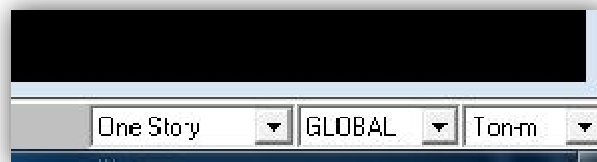
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

**4. Etapes de modélisation :****4.1. Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

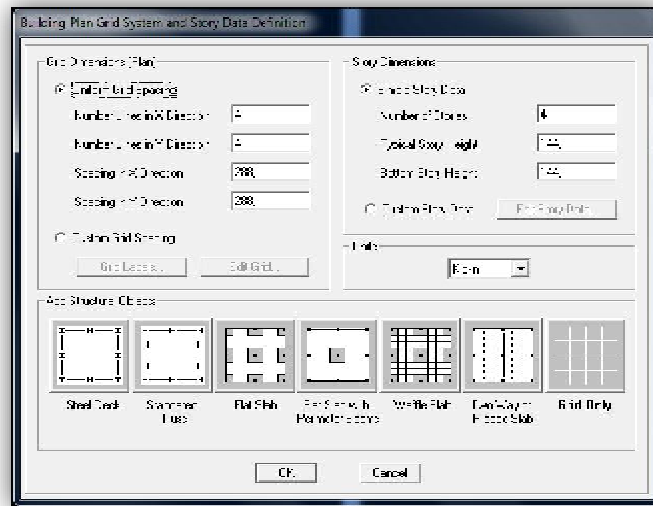
A. Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



B. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :



- § Le nombre de portiques suivant x-x.
- § Le nombre de portique suivant y-y.
- § Le nombre des étages.

Le nombre de lignes dans la direction X ou Y (**Number lines in X direction**)

Longueur de travée dans le sens de X ou Y (**spacing in X direction**) (entre axes)

Le nombre d'étage (**Number of stories**)

La hauteur d'étage courant (**typical story height**)

La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story height**)

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

C. Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

§ On clique sur le bouton droit de la souris.

§ On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

§ Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Suivant x : -1.2, 0, 3.4, 6.8, 10.2, 13.6, 17, 20.4, 23.8 .

Suivant y : 0, 3.4, 6.8, 10.2, 13.6, 17, 20.4, 21.6.

Suivant z : 0, 4.5, 7.56, 10.62, 13.68, 16.74, 19.8, 22.86, 25.92, 28.98, 32.04.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	3.4	Primary	Show	Top	
3	C	6.8	Primary	Show	Top	
4	D	10.2	Primary	Show	Top	
5	E	13.6	Primary	Show	Top	
6	F	17.	Primary	Show	Top	
7	G	20.4	Primary	Show	Top	
8	H	23.8	Primary	Show	Top	
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2	2	3.4	Primary	Show	Left	
3	3	6.8	Primary	Show	Left	
4	4	10.2	Primary	Show	Left	
5	5	13.6	Primary	Show	Left	
6	6	17.	Primary	Show	Left	
7	7	20.4	Primary	Show	Left	
8						
9						
10						

Units: Ton-m

Display Grids as:
☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color
 Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	STORY10	3.06	32.04	Yes		No	0.
10	STORY9	3.06	28.98	No	STORY10	No	0.
9	STORY8	3.06	25.92	No	STORY10	No	0.
8	STORY7	3.06	22.86	No	STORY10	No	0.
7	STORY6	3.06	19.8	No	STORY10	No	0.
6	STORY5	3.06	16.74	No	STORY10	No	0.
5	STORY4	3.06	13.68	No	STORY10	No	0.
4	STORY3	3.06	10.62	No	STORY10	No	0.
3	STORY2	3.06	7.56	No	STORY10	No	0.
2	STORY1	4.5	4.5	No	STORY10	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 Reset
 Master Story: No Reset
 Similar To: NONE Reset
 Splice Point: No Reset
 Splice Height: 0 Reset

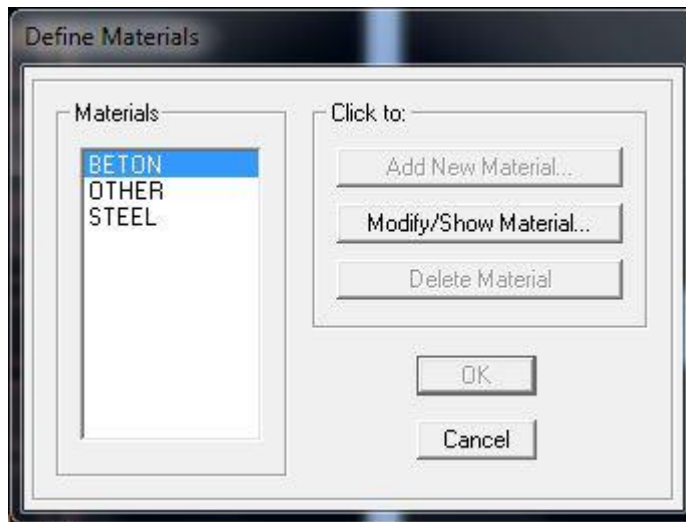
Units: Change Units: Ton-m

OK Cancel

4.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



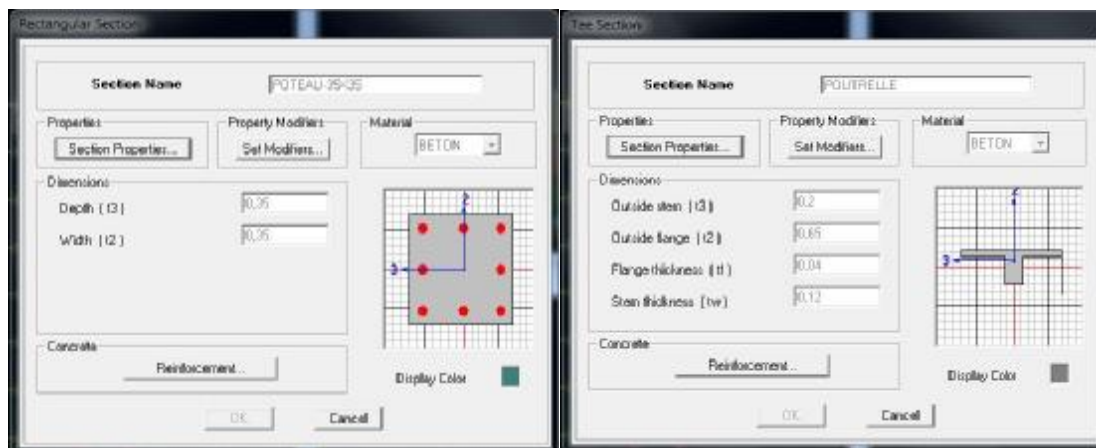
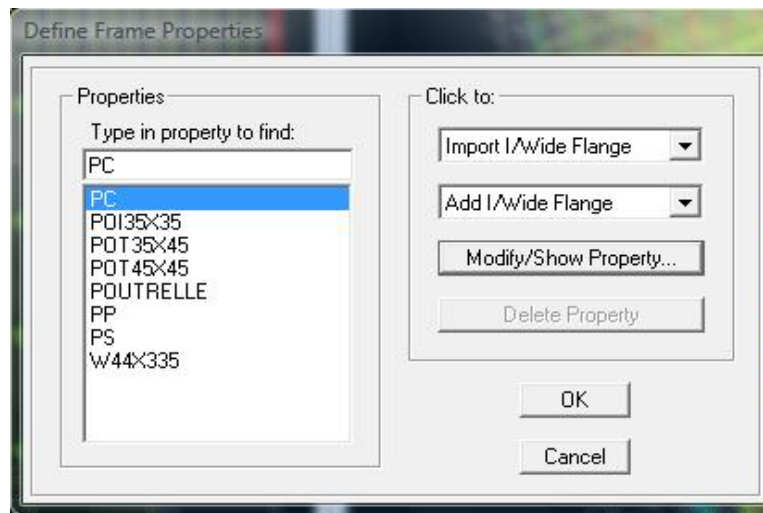
Material Name		Display Color	
BETON		Color	
Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (EUROCODE 2-1992)	
Mass per unit Volume	0.2549	Charact. Conc Cyl Strength, fck	2500.
Weight per unit Volume	2.5493	Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000.
Modulus of Elasticity	3279834.5	Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000.
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	0.	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	1366597.71		

4.3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire, ou **Add tée** pour une section en té (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en Té pour les poutrelles).




Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton Section **properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

§ Affectation des sections aux éléments des portiques :


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :


§ Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris


§ Dans la barre d'outils nous cliquons, sur ou **Assign- Frame – Sections**


§ On aura une boîte de dialogue qui est celle de Define Frame Sections et dans la liste titré par Frame section- Name : on choisit la section appropriée aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

§ Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clic suffira pour le tracer)

§ Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.


§ Pour les planchers en ceps creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur direction ensuite on clique sur le vide de la grille


NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 


§ Voiles :

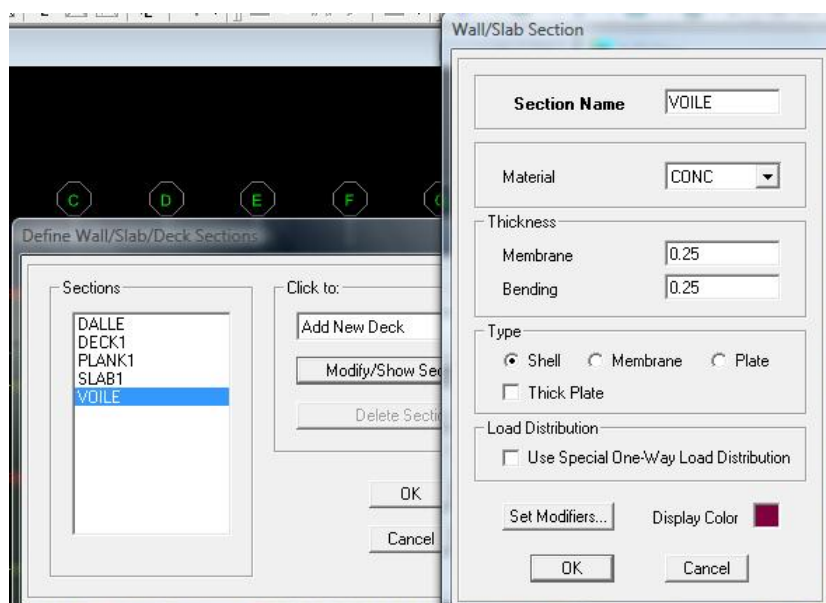
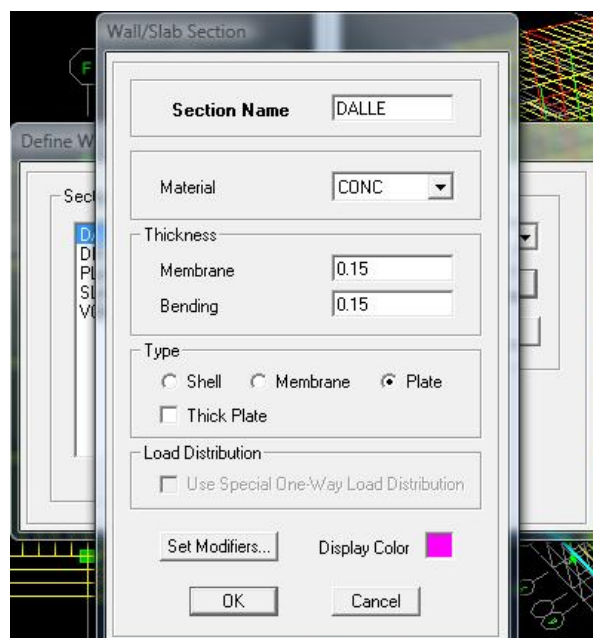
On choisit le menu **Define-Wall/slab/deck section** cliquer sur **Add New Wall** pour un voile, et sur **Add New slab** pour une dalle, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile ou de la dalle et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

§ Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.

§ Pour tracer le voile librement on choisit .

§ Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.




4.4. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc) pour la structure à modéliser.

A. Appuis :

§ Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

§ On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

§ Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque

§ Pour les autres nœuds :

§ Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)(décoché)

§ Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)

§ Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)

§ Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z ? pas de rotation autour de Y et X (Bloquer Translation 3, Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)

Assign

Joint/point 

Restraints



B. Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

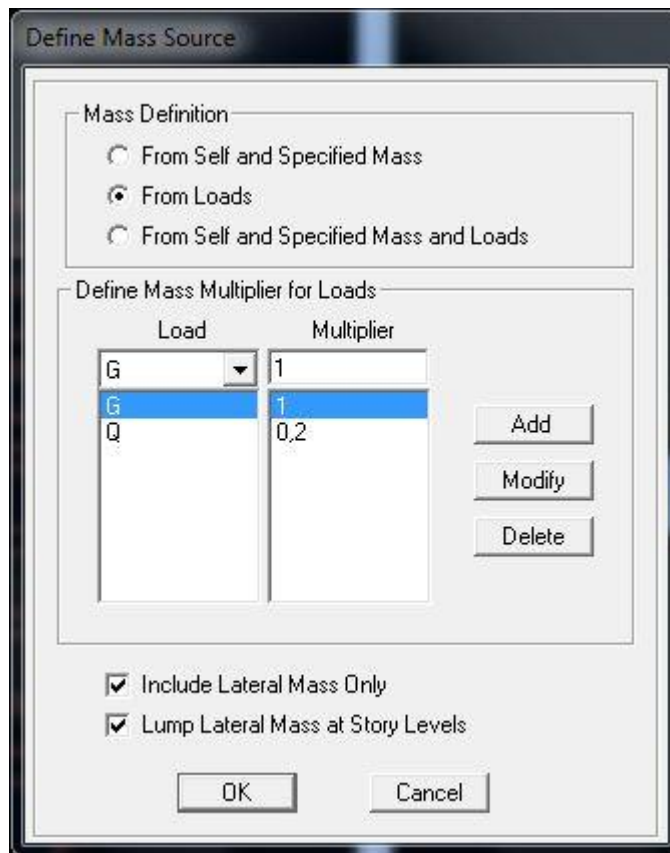
La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

§ Pour créer ces masses on passe par **define mass source** une fenêtre sera apparaître

§ On donne la valeur 1 pour la charge permanente et on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties on cochant la case **from load**.

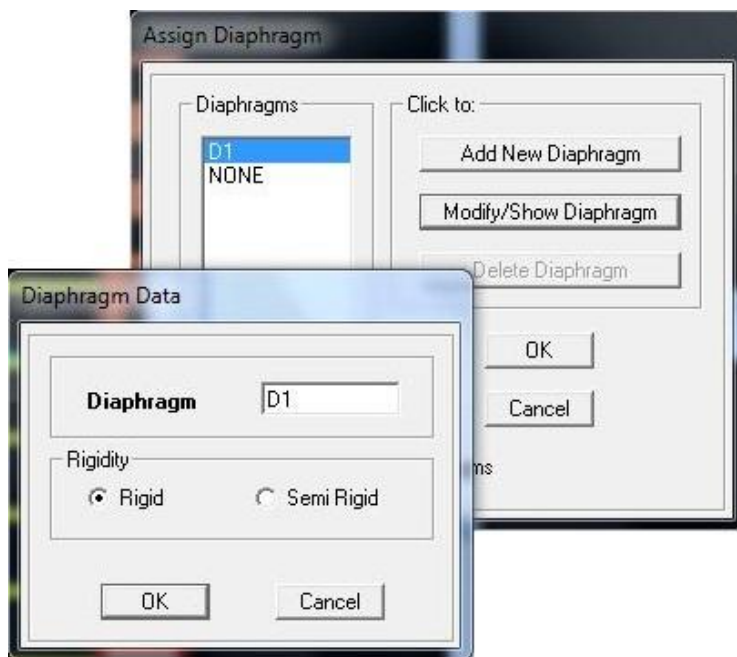


C. Diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :

§ Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y .Dans le menu, déroulant :**Assign/point-rigid diaphragm**

On choisit **Add NEW Diaphragm**, On va appeler cette D1 : etage 1, **OK**

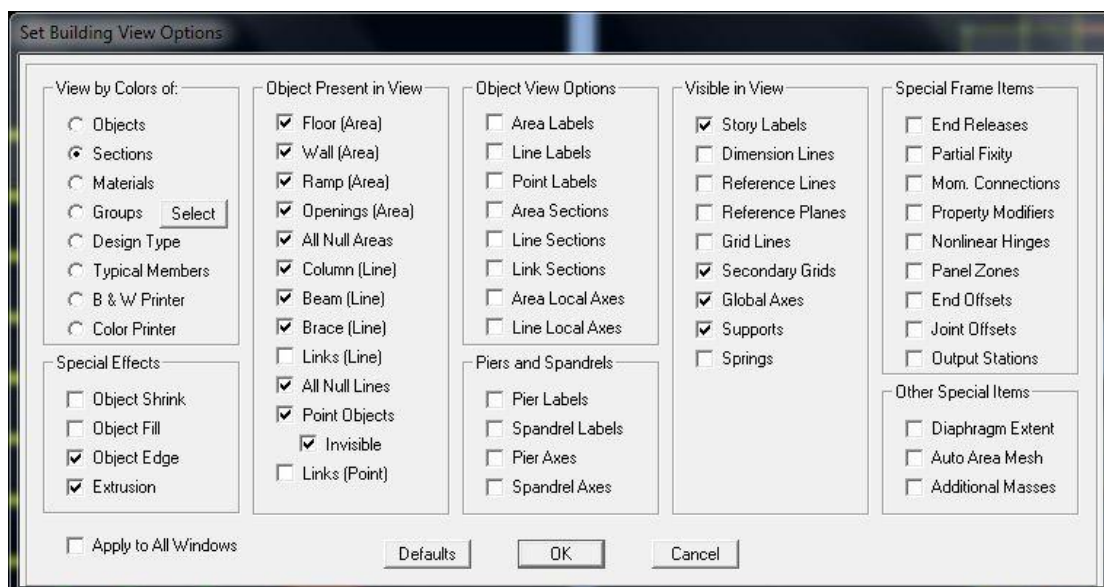


Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.

REMARQUE

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle .Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Set éléments



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds 'labels), Restreints : d.d.l, Constraints : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, Hide pour faire cacher l'élément

4.5. Cinquième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

A. Charge statique (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :

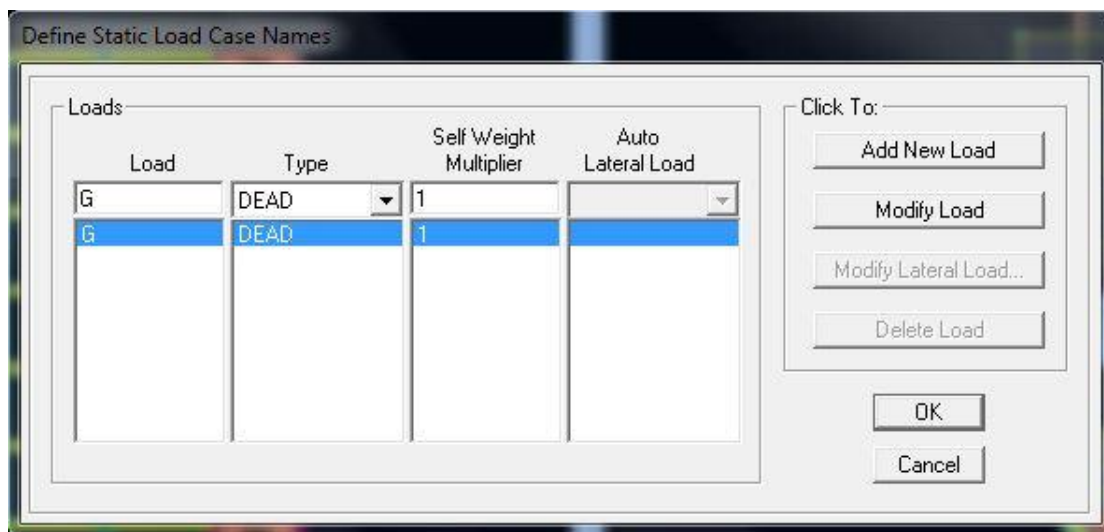
Define / Load Cases.

§ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

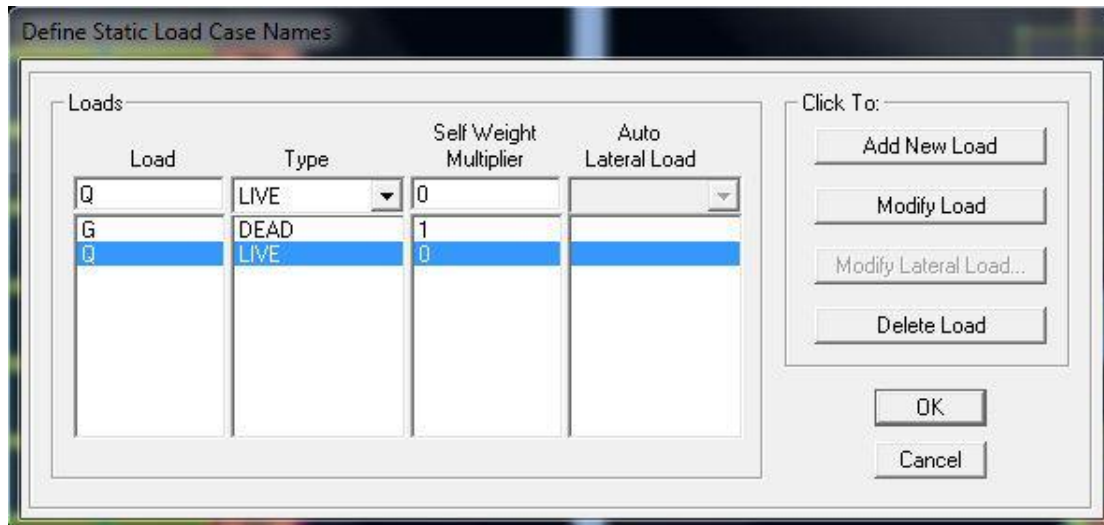


§ Surcharges d'exploitation :


Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

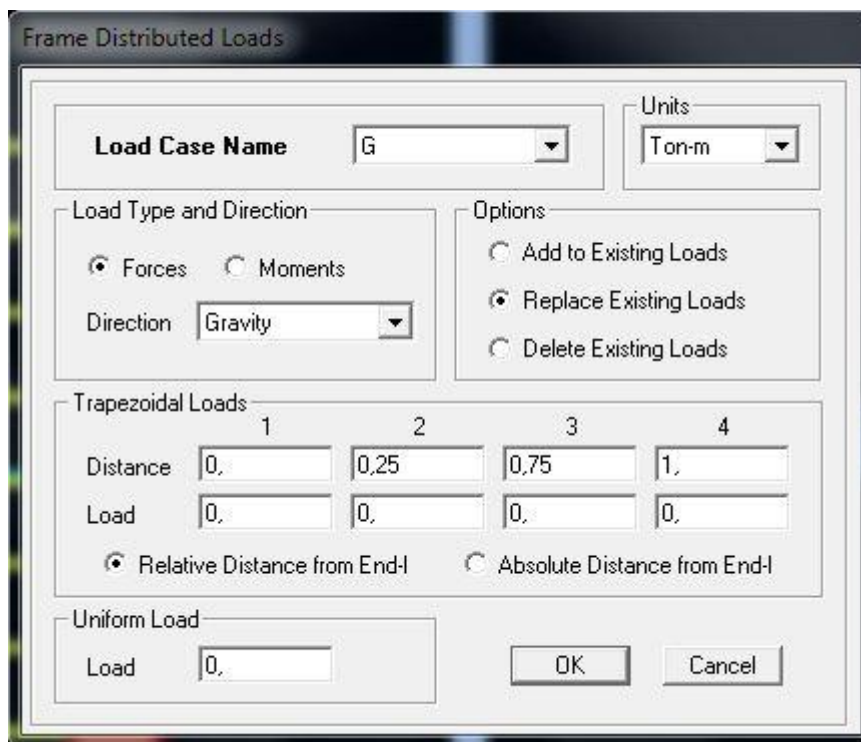


§ Chargement :

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- § Le nom de la charge
- § Son type (force ou moment)
- § Sa direction
- § La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- § La valeur de la charge uniformément répartie



En fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel)

En charge que les poutrelles et les poutres secondaires cette charge elle sera transmise ou poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations

Plancher usage commercial : $G = 0.2484 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.2275 \text{ ton/ml}$

Plancher usage habitation : $G = 0.2484 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.0975 \text{ ton/ml}$

Plancher terrasse : $G = 0.2673 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.065 \text{ ton/ml}$

Porte à faux : $G = 0.2484 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.2275 \text{ ton/ml}$

Dalle pleine balcon(RDC) : $G = 0.181 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.35 \text{ ton/ml}$

Dalle pleine balcon(étage courant) : $G = 0.181 \text{ ton/ml}$ et $Q = 0.15 \text{ ton/ml}$

B. Charge sismique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

- § Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- § Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)
- § Coeff comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction
- § Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)
- § Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)
- § Facteur de qualité (Q):

Q=1.05

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.



Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **sauvegarde fichier format ETABS**

Coefficients Dynamiques :

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.15
Coef de comportement de la structure R	R	5
Facteur de qualité Q	Q	1.05
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	10
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		3
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1
Nom du Fichier Résultats	RPAX	

T	Sa/g
0	0.1875
0.1	0.1126
0.2	0.0751
0.3	0.0751
0.4	0.0751
0.5	0.0751
0.6	0.0665
0.7	0.06
0.8	0.0549
0.9	0.0508
1	0.0473
1.1	0.0444
1.2	0.0419
1.3	0.0397
1.4	0.0378
1.5	0.0361
1.6	0.0346
1.7	0.0332
1.8	0.032
1.9	0.0308

Sauvegarde Fichier Format SAP2000 Sauvegarde Fichier Format ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define / Response Spectrum Functions / Spectrum from file

Response Spectrum Function Definition

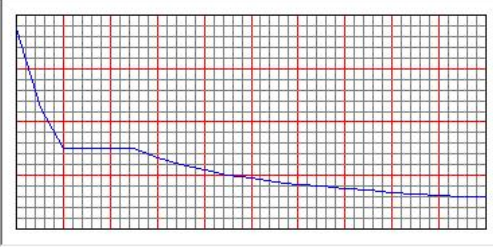
Function Name: RPAX Function Damping Ratio: 0.07

Function File:
 File Name: c:\users\redouane\desktop\mod etabs\vpax
 Header Lines to Skip: 0

Values are:
☐ Frequency vs Value
☒ Period vs Value

Convert to User Defined View File

Function Graph



Display Graph

OK Cancel

Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define / Responses spectrum cases / Add New Spectrum

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS ☐ Modified SRSS (Chinese)
Orthogonal SF

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2	RPA	9.81
UZ		

Excitation angle

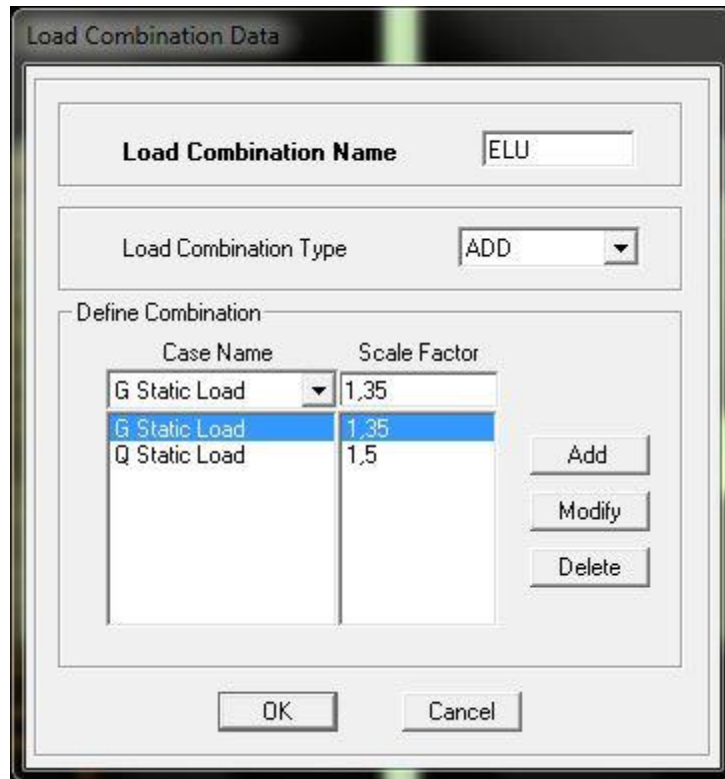
Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
Override Diaph. Eccen.

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

4.6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → Load combinations



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU ($1.35G+1.5Q$) :

- § Choisir G dans la Case **Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- § Choisir Q dans Case **Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**
- § Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

Combinaisons aux états limites :

- § ELU : $1.35G+1.5Q$
- § ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

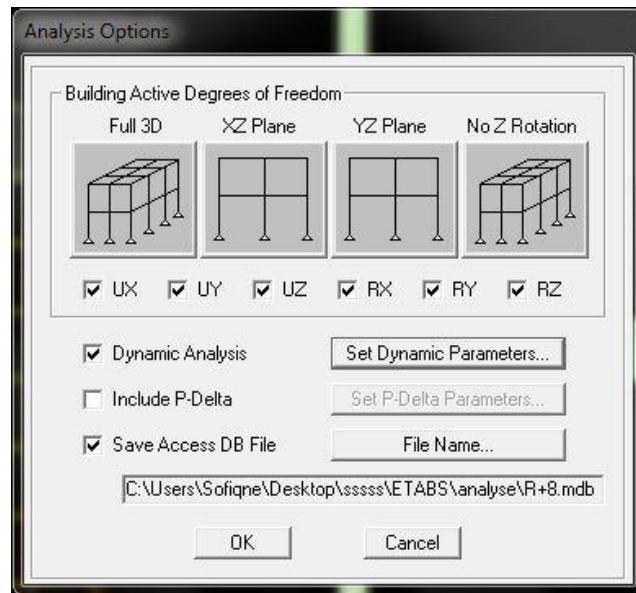
- § GQE : $G+Q+E$
- § 08GE : $0.8G+E$

4.7. Septième étape :

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu

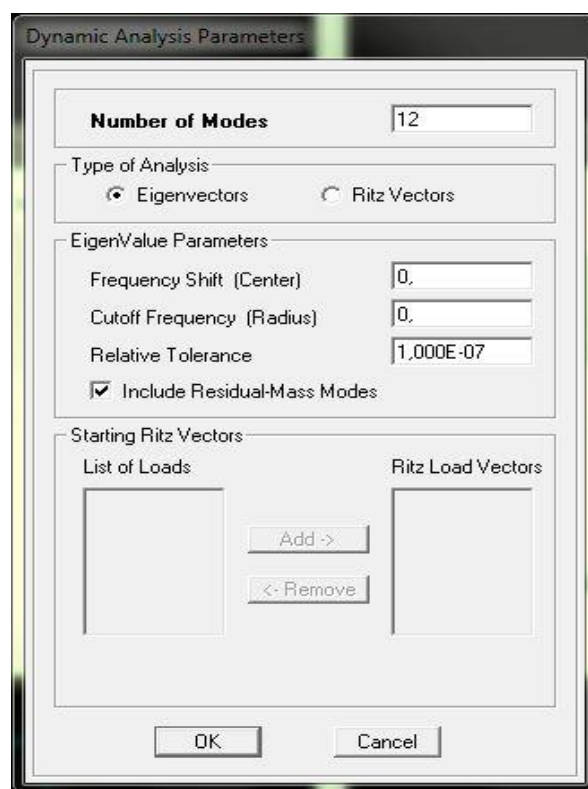
Modes de vibration:

Analyze → **Set analyz Options** → Cocher **Dynamic Analyssis**




Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit **Number of Modes** et on valide avec **OK**, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**



4.8 Huitième étape :

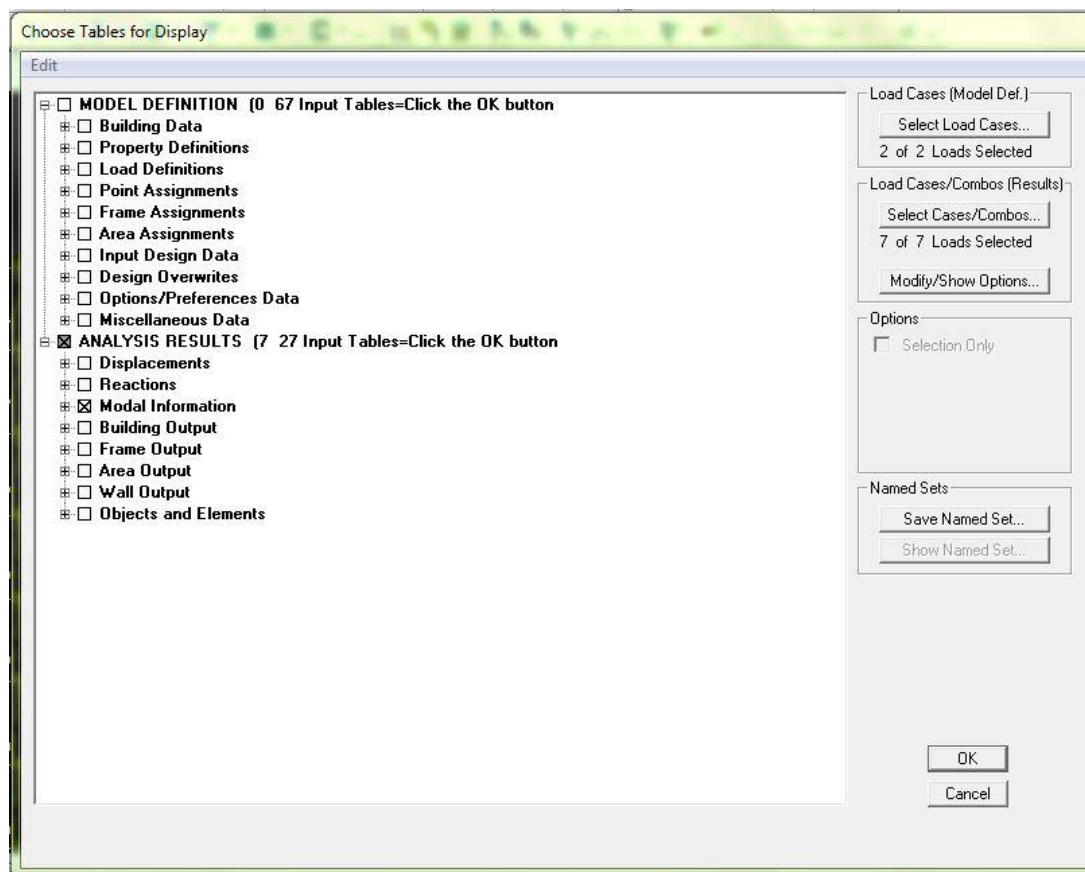
§ Exécution :

Analyze → **Run** (f5) on clique  sur L'ETABS va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : **File** → **Save as**

§ Visualisation des résultats :

§ Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

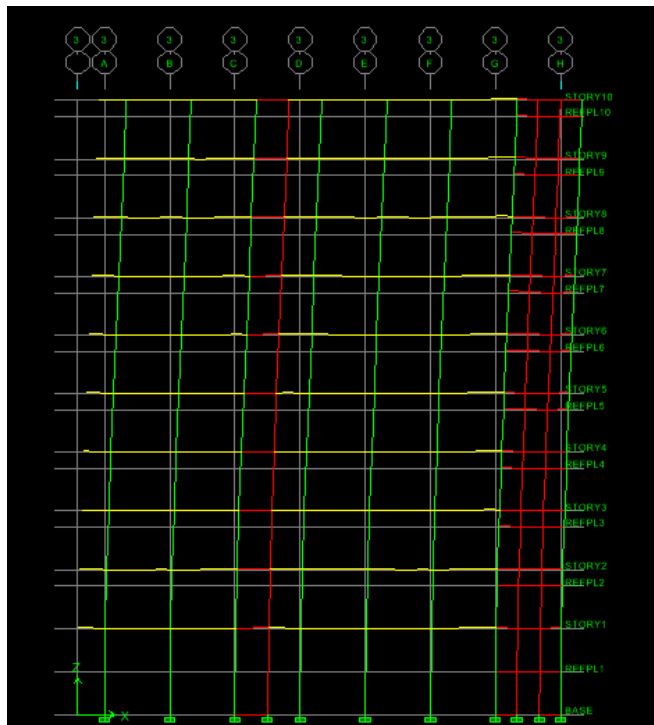


	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.848907	12.5986	58.3989	0.0000	12.5986	58.3989	0.0000	80.5305
	2	0.788969	54.9905	11.6070	0.0000	67.5891	70.0059	0.0000	15.8892
	3	0.655194	2.0671	1.6755	0.0000	69.6562	71.6814	0.0000	2.4862
	4	0.213385	0.4274	15.5508	0.0000	70.0836	87.2322	0.0000	0.6368
	5	0.184442	16.9178	0.1737	0.0000	87.0013	87.4059	0.0000	0.0046
	6	0.146820	0.9661	1.0796	0.0000	87.9674	88.4858	0.0000	0.1017
	7	0.094160	0.0412	5.7904	0.0000	88.0086	94.2762	0.0000	0.2580
	8	0.078008	6.3284	0.0016	0.0000	94.3370	94.2778	0.0000	0.0000
	9	0.062232	0.2628	0.4100	0.0000	94.5998	94.6878	0.0000	0.0198
	10	0.055126	0.0045	2.7065	0.0000	94.6043	97.3943	0.0000	0.0421
	11	0.045164	2.9274	0.0006	0.0000	97.5316	97.3949	0.0000	0.0001
	12	0.037609	0.0095	0.9569	0.0000	97.5411	98.3519	0.0000	0.0129

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par **sumUX**, **sumUY**

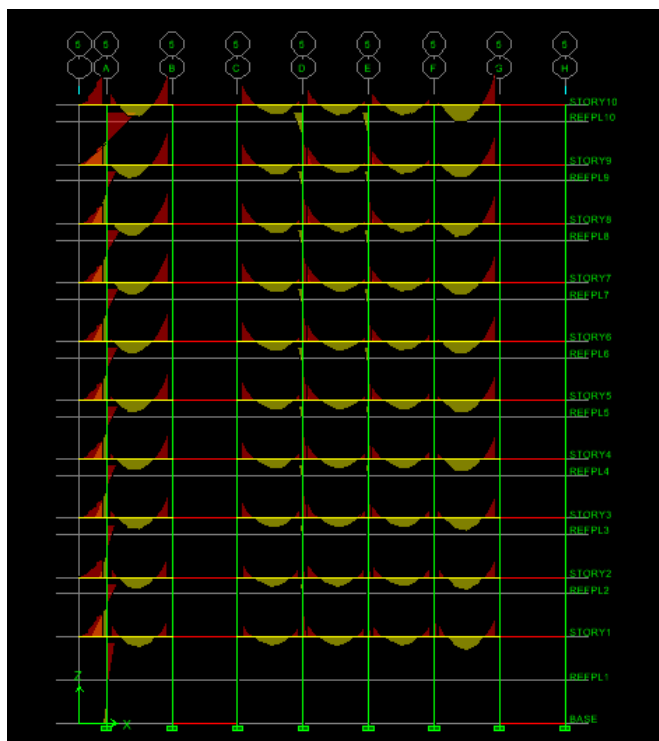
■Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.



■Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



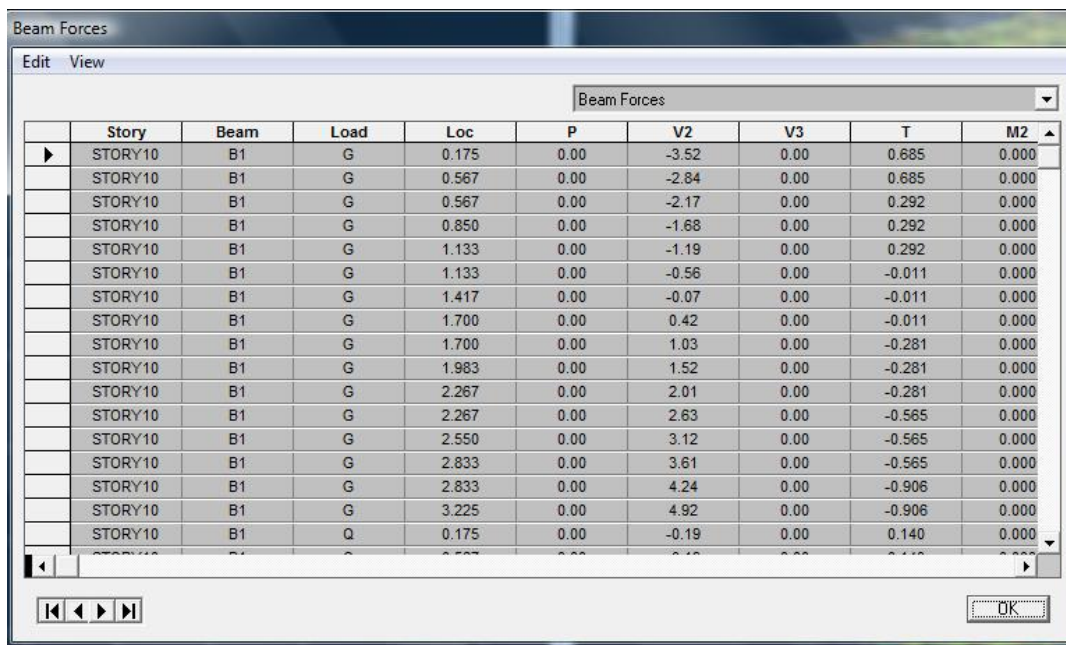
Efforts internes dans les éléments barres :Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display Show tables

Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.



Beam Forces

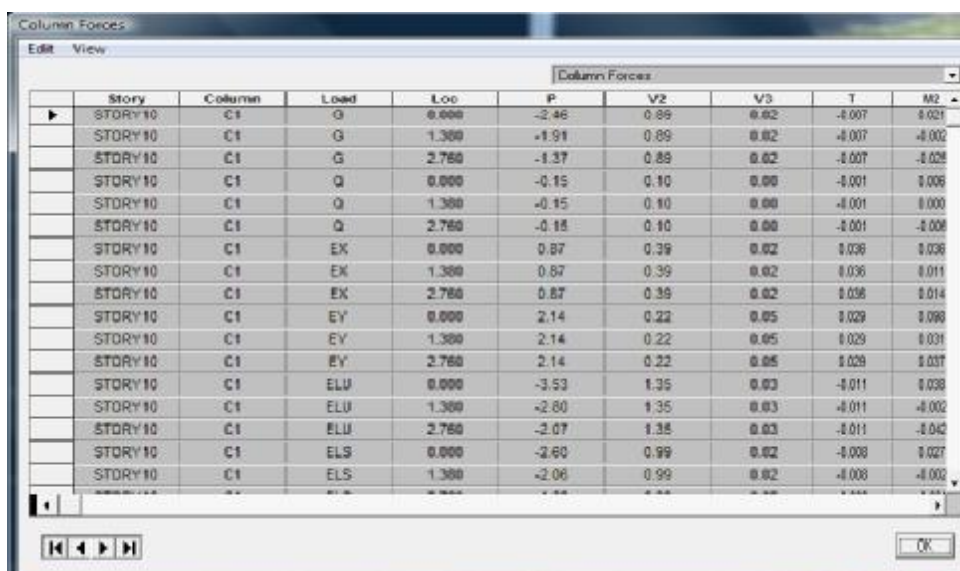
	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY10	B1	G	0.175	0.00	-3.52	0.00	0.685	0.000
	STORY10	B1	G	0.567	0.00	-2.84	0.00	0.685	0.000
	STORY10	B1	G	0.567	0.00	-2.17	0.00	0.292	0.000
	STORY10	B1	G	0.850	0.00	-1.68	0.00	0.292	0.000
	STORY10	B1	G	1.133	0.00	-1.19	0.00	0.292	0.000
	STORY10	B1	G	1.133	0.00	-0.56	0.00	-0.011	0.000
	STORY10	B1	G	1.417	0.00	-0.07	0.00	-0.011	0.000
	STORY10	B1	G	1.700	0.00	0.42	0.00	-0.011	0.000
	STORY10	B1	G	1.700	0.00	1.03	0.00	-0.281	0.000
	STORY10	B1	G	1.983	0.00	1.52	0.00	-0.281	0.000
	STORY10	B1	G	2.267	0.00	2.01	0.00	-0.281	0.000
	STORY10	B1	G	2.267	0.00	2.63	0.00	-0.565	0.000
	STORY10	B1	G	2.550	0.00	3.12	0.00	-0.565	0.000
	STORY10	B1	G	2.833	0.00	3.61	0.00	-0.565	0.000
	STORY10	B1	G	2.833	0.00	4.24	0.00	-0.906	0.000
	STORY10	B1	G	3.225	0.00	4.92	0.00	-0.906	0.000
	STORY10	B1	Q	0.175	0.00	-0.19	0.00	0.140	0.000

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.



Column Forces

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY10	C1	G	0.000	-2.46	0.89	0.82	-0.007	0.021
	STORY10	C1	G	1.300	-1.91	0.89	0.82	-0.007	-0.002
	STORY10	C1	G	2.760	-1.37	0.89	0.82	-0.007	-0.028
	STORY10	C1	Q	0.000	-0.15	0.10	0.00	-0.001	0.006
	STORY10	C1	Q	1.300	-0.15	0.10	0.00	-0.001	0.000
	STORY10	C1	Q	2.760	-0.15	0.10	0.00	-0.001	-0.006
	STORY10	C1	EX	0.000	0.87	0.39	0.02	0.036	0.036
	STORY10	C1	EX	1.300	0.87	0.39	0.02	0.036	0.011
	STORY10	C1	EX	2.760	0.87	0.39	0.02	0.036	0.014
	STORY10	C1	EY	0.000	2.14	0.22	0.05	0.029	0.098
	STORY10	C1	EY	1.300	2.14	0.22	0.05	0.029	0.031
	STORY10	C1	EY	2.760	2.14	0.22	0.05	0.029	0.037
	STORY10	C1	ELU	0.000	-3.53	1.35	0.83	-0.011	0.038
	STORY10	C1	ELU	1.300	-2.80	1.35	0.83	-0.011	-0.002
	STORY10	C1	ELU	2.760	-2.07	1.35	0.83	-0.011	-0.042
	STORY10	C1	ELS	0.000	-2.60	0.99	0.82	-0.008	0.027
	STORY10	C1	ELS	1.300	-2.06	0.99	0.82	-0.008	-0.002

§ Déplacements:

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY10	D10	G	-0.0020	-0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0000
STORY10	D10	Q	-0.0003	-0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0000
STORY10	D10	EX	0.0119	0.0032	0.0000	0.00000	0.00000	0.0002
STORY10	D10	EY	0.0034	0.0127	0.0000	0.00000	0.00000	0.0002
STORY10	D10	ELU	-0.0032	-0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0000
STORY10	D10	ELS	-0.0023	-0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0000
STORY10	D10	GQEX MAX	0.0096	0.0026	0.0000	0.00000	0.00000	0.0001
STORY10	D10	GQEX MIN	-0.0142	-0.0038	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0002
STORY10	D10	GQEY MAX	0.0010	0.0121	0.0000	0.00000	0.00000	0.0001
STORY10	D10	GQEY MIN	-0.0057	-0.0132	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0002
STORY10	D10	08GEX MAX	0.0103	0.0026	0.0000	0.00000	0.00000	0.0002
STORY10	D10	08GEX MIN	-0.0135	-0.0036	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0002
STORY10	D10	08GQY MAX	0.0018	0.0122	0.0000	0.00000	0.00000	0.0001
STORY10	D10	08GQY MIN	-0.0050	-0.0131	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0002
STORY9	D9	G	-0.0017	-0.0005	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0000
STORY9	D9	Q	-0.0003	-0.0001	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0000
STORY9	D9	EX	0.0106	0.0029	0.0000	0.00000	0.00000	0.0002

Pour visualiser les déplacements, le menu **Show deformed Shape** conduit à une fenêtre suivante : Il faut spécifier le cas de chargement .L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisir un (auto).L'option **cubic curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentative de la flexion dans les membrures.

IL est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** en bas de l'écran pour voir (et même entendre si on a une carte de son) la structure danser (c'est pour aller d'un mode à un autre).De plus il est possible créer un fichier vidéo avi de l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print graphies**.

Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l'exporté sur **Excel** afin de mieux exploiter les résultats.

§ Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

Support Reactions

Edit View

Support Reactions

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	BASE	1	EX	0.22	0.09	12.15	0.385	0.996	0.020
	BASE	1	EY	0.05	0.30	11.64	1.329	0.253	0.023
	BASE	2	EX	11.44	17.97	103.47	2.991	13.178	0.126
	BASE	2	EY	6.14	5.17	75.20	8.697	4.406	0.143
	BASE	3	EX	29.92	0.10	163.69	0.464	12.931	0.049
	BASE	3	EY	21.56	0.35	86.40	1.883	4.345	0.164
	BASE	4	EX	12.92	0.31	83.67	0.677	11.959	0.034
	BASE	4	EY	6.80	0.75	51.63	2.313	3.434	0.115
	BASE	5	EX	22.06	0.11	138.15	0.443	11.913	0.039
	BASE	5	EY	14.96	0.32	70.50	1.728	3.433	0.148
	BASE	6	EX	0.35	0.07	7.13	0.282	1.196	0.020
	BASE	6	EY	0.10	0.23	11.06	1.016	0.313	0.023
	BASE	7	EX	0.29	0.06	4.11	0.285	1.113	0.020
	BASE	7	EY	0.07	0.20	11.75	0.929	0.279	0.023
	BASE	8	EX	0.28	5.02	33.73	3.567	1.527	0.107
	BASE	8	EY	0.08	15.80	103.51	10.129	0.383	0.029
	BASE	9	EX	0.19	0.13	11.77	0.448	0.933	0.020

OK

§ Effort tranchant de niveau :

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -0.7329 Y: 14.1036

End Point X: 27.6312 Y: 14.1036

Resultant Force Location and Angle

X: 13.4492 Y: 14.1036 Z: 0. Angle: 0.

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1994.7447	229	38.0699	1994.7447	229	2.7513
Moment	5131.8941	44663.477	16338.3644	5072.6748	44186.6	16338.3644

Close Refresh

Remarque

En désélectionnant la case **Walls** on aura l'effort repris par les portiques, et on désélectionnant la case **Beames** et **Columns** nous aurons l'effort repris par les voiles.

§ Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans **un fichier out**, généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire :

- § Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse
- § Chercher le fichier Out avec rechercher de Windows.

Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.1.Système de contreventement (Art 3.4/R.P.A 99version 2003)

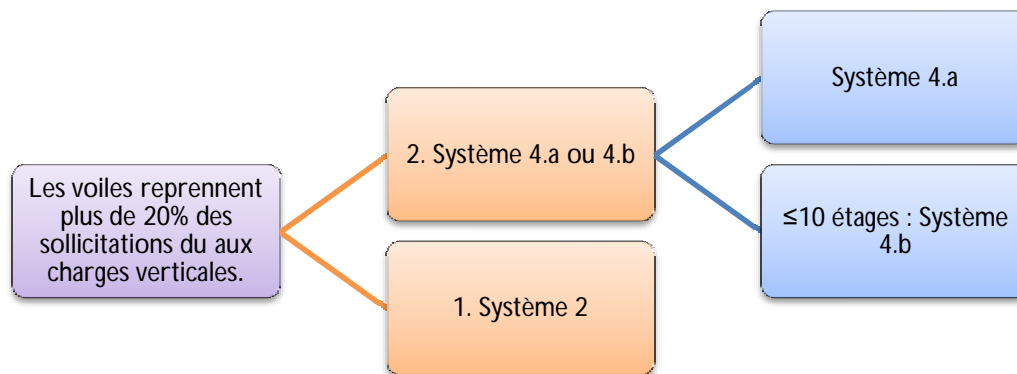
L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification

D'interaction portiques-voiles.

4.b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.



Conclusion

Dans notre cas on opte pour le système 2 ; Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

Ü Justification :

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « **Section Cut** »

Ø Charges sismiques reprise par les poteaux

Sens xx : (4.69%)

Sens yy : (7.07%)

Ø Charges sismiques reprise par les voiles

Sens xx : (97.80%)

Sens yy : (93.26%)

Ø Charges verticales reprise par les portiques (61.28%)**Ø Charges verticales reprise par les voiles (34.01%)**

le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par voile

V.2. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Ü Conditions d'application de la méthode statique équivalente

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Ø Zone IIa :

groupe d'usage 3.
groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m

Ü Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; Alors que le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale**.

Ü Classification de l'ouvrage

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à TIZI-OUZOU (**Zone IIA**), Il sera classé au **groupe d'usage 2**.

Ü Classification du site

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3 (site meuble)**.
- **Catégorie S4** (site très meuble).

Ø La structure à étudier est implantée dans un site de **catégorie S3 (site meuble)**.

V.2.1. Méthode dynamique modale spectrale

a.Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

b. Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 10\%$.

$$\Rightarrow \eta = 0.76$$

A = 0.15 (tableau 4.1 RPA99/version2003).

R = 3.5 (voile porteur)- tableau 4.3 RPA99/version2003).

$T_1 = 0.15$ sec (tableau 4.7 RPA99/version 2003).

$T_2 = 0.50$ sec (tableau 4.7 RPA99/version 2003).

§ Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de

- \ddot{U} La redondance en plan.
- \ddot{U} La régularité en plan et en élévation.
- \ddot{U} La qualité du contrôle des matériaux et l'exécution.

Q est déterminé par la formule:

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_i$$

Avec :

P_i : pénalité à retenir selon que le critère de quantité "q" soit satisfaite ou non.
Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (R.P.A.99).

§ Régularité en plan

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x : $(3.4 \times 3) / 23.80 = 0.42 > 0.25$ \longrightarrow **Condition non vérifiée**

Sens y-y : $(3.40 + 3.40) / 20.40 = 0.33 > 0.25$ \longrightarrow **Condition non vérifiée**

La régularité en plan n'est pas vérifiée : $P_{1x} = 0,05$; $P_{1y} = 0,05$

§ Régularité en élévation

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul

La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$

§ Conditions minimales sur les files de contreventement

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de Contreventement.

Sens x-x : $3.4 / 3.4 = 1 < 1,5$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

Sens y-y : $3.4 / 3.4 = 1 < 1,5$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

Condition non vérifiée : $P_{x3} = 0$; $P_{y3} = 0$

§ Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens x-x : $3.4 / 3.4 = 1 < 1,5$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

Sens y-y : $3.4/3.4 = 1 < 1,5$ \longrightarrow Condition vérifiée

Condition non vérifiée : $P_{x3} = 0$; $P_{Y3} = 0$

§ Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le séisme de 2003.

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$$

Les facteurs des qualités sont résumés comme suite

Sens xx :

Critère q	Pénalité p_q
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0)$$

$$Q = 1,05$$

Sens yy :

Critère q	Pénalité p_q
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0)$$

$$Q = 1.05$$

Conclusion :

$$Q_x = 1.05 \text{ et } Q_y = 1.05$$

C. Nombre de modes à considérer

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

V.3. Resultats de calcul**a. Périodes et facteurs de participation massique**

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.848907	12.5986	58.3989	0.0000	12.5986	58.3989	0.0000	80.5305
2	0.788969	54.9905	11.6070	0.0000	67.5891	70.0059	0.0000	15.8892
3	0.655194	2.0671	1.6755	0.0000	69.6562	71.6814	0.0000	2.4862
4	0.213385	0.4274	15.5508	0.0000	70.0836	87.2322	0.0000	0.6368
5	0.184442	16.9178	0.1737	0.0000	87.0013	87.4059	0.0000	0.0046
6	0.146820	0.9661	1.0798	0.0000	87.9674	88.4858	0.0000	0.1017
7	0.094160	0.0412	5.7904	0.0000	88.0086	94.2762	0.0000	0.2580
8	0.078008	6.3284	0.0016	0.0000	94.3370	94.2778	0.0000	0.0000
9	0.062232	0.2628	0.4100	0.0000	94.5998	94.6878	0.0000	0.0198
10	0.055126	0.0045	2.7065	0.0000	94.6043	97.3943	0.0000	0.0421
11	0.045164	2.9274	0.0006	0.0000	97.5316	97.3949	0.0000	0.0001
12	0.037609	0.0095	0.9569	0.0000	97.5411	98.3519	0.0000	0.0129

Remarque :

1°/Ce modèle présente une période fondamentale $T=0.848\text{sec}$.

2°/Les 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.

3°/Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

4°/Les 8 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon RPA 99/version 2003).

b. Les réactions à la base

section	Load	Fx(KN)	Fy(KN)
v	E	299.2	321

V.4. Vérifications réglementaires**ü La résultante des forces sismiques**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} 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 V.

Si $V_{etabs} < 0.8 V_{mse}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = \frac{V_{etabs}}{0.8 V_{mse}}$.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

a. Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$\text{Soit : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{RPA99/version 2003 (art 4,2, 3)}$$

Nous avons un contreventement par voiles, donc on prendra : $x = 10\%$.

D'où $\eta = 0,76 > 0,7$.

- **Estimation empirique de la période fondamentale**

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique peut être calculée avec la formule suivante

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

$$h_N = 32.54 \text{ m.}$$

$$C_T = 0.05$$

Alors : $T = 0.681 \text{ s}$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$T = 1.3 \times 0.68 = 0.88 \text{ s}$$

Tempirique = 0.88 s > Tanalytique = 0.84 sCondition vérifiée.

- **Calcul de des facteurs d'amplifications dynamiques moyens D**

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :

“ Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ”.

$$D = 2,5h \left(T_2 / T \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \quad (4.2 \text{ RPA 99 VERSION 2003})$$

$$D = 2.5 \times 0.76 (0.5 / 0.88)^{2/3} = 1.30 \text{ sec}$$

- **Masse total de la structure**

Le modèle de calcul se présente comme une console rigidement encastrée à sa base (rdc), les masses sont supposées concentrées aux niveaux des planchers et représentent chacune un degré de liberté.

Notre structure est supposée encastrée au niveau du rdc, ce qui lui donne un nombre de degré de liberté égal $a = 12$.

La masse est donnée par la formule suivante :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec : W_i : le poids total de niveau i

W_{Gi} : le poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : le poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4-5 (RPA 99 VERSION 2003)

$\beta = 0.2$ (bâtiment à usage d'habitation).

Les masses revenant aux différents planchers sont représentées dans le tableau ci-après

Poids total: $W_T = 3118.267 \text{ t}$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_T = \frac{(0.15 \times 1.30 \times 1.05 \times 3118.267)}{3.5} = 182.41 \text{ t}$$

L'effort tranchant à la base

Spectre	F _x (t)	F _y (t)	V (t)	80%V	0.8V < F
E _x	299.2	/	182.41	145.92	Oui
E _y	/	321	182.41	145.92	Oui

Tableau : l'effort tranchant à la base

La résultante des forces à la base '**F**' obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente '**V**' (**RPA99/version 2003 Article. 4.3.6**)

Donc la condition est vérifiée.

V.5. Les déplacements latéraux inter- étages

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/version2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = d_{ex}^k - d_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = d_{ey}^k - d_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k). Avec :

d_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, d_{ey}^k).

Niveau	$d_{e(k)(x)}$ (m)	$d_{e(k)(y)}$ (m)	R	$d_{k(x)}$ (m)	$d_{k(y)}$ (m)	ΔX	ΔY	1% $\times h$
9	0.0119	0.0032	3.5	0.0416	0.0112	0.0045	0.0063	0.0306
8	0.0106	0.0029	3.5	0.0371	0.0101	0.0049	0.0009	0.0306
7	0.0092	0.0026	3.5	0.0322	0.0091	0.0049	0.0014	0.0306
6	0.0078	0.0022	3.5	0.0273	0.0077	0.0049	0.0014	0.0306
5	0.0064	0.0018	3.5	0.0224	0.0063	0.0049	0.0014	0.0306
4	0.005	0.0014	3.5	0.0175	0.0049	0.0049	0.0011	0.0306
3	0.0036	0.0011	3.5	0.0126	0.0038	0.0042	0.0014	0.0306
2	0.0024	0.0007	3.5	0.0084	0.0024	0.0039	0.001	0.0306
1	0.0013	0.0004	3.5	0.0045	0.0014	0.0028	0.0007	0.0306
RDC	0.0005	0.0002	3.5	0.0017	0.0007	0.0017	0.0007	0.045

Tableau : Les déplacements résultants de la combinaison des charges –E–

- Conclusion**

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

V.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k».
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».
(voir le paragraphe 4.43 calcul de Δ_k (RPA 99).

H_k : hauteur d'étage «k».

Niveau	P(t)	Sens x-x			Sens y-y		
		$D_k(m)$	$V_k \times H_k$	q_x	$D_k(m)$	$V_k \times H_k$	q_y
9	57.239	0.0065	176.103	0.0021	0.0013	163.12	0.00045
8	114.76	0.007	288.58	0.0027	0.0014	272.67	0.00058
7	169.3	0.007	372.92	0.0031	0.0014	360.40	0.00065
6	226.83	0.007	448.68	0.0035	0.0014	436.38	0.00072
5	284.36	0.007	512.48	0.0038	0.0015	501.35	0.00085
4	341.89	0.007	566.43	0.0042	0.0015	556.52	0.00092
3	399.42	0.006	612	0.0039	0.0013	601.77	0.00086
2	456.95	0.0055	648.53	0.0038	0.0013	637.79	0.00093
1	515.23	0.004	682.22	0.0030	0.0009	667.72	0.000069
RDC	583.49	0.025	1047.15	0.0139	0.0007	1021.72	0.00039

Conclusion : Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

Introduction

Ces chapitres qui sont à venir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités 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 ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables ELU ($1,35G+1,5Q$), accidentelles ($G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$) et suivant les règles du RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

1. Recommandations du RPA :

- **Pourcentage total minimum :**

$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ en toute section.

§ Poutres principales (30 x 40): $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

§ Poutres secondaires et de chaînages (30 x 35) : $A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total maximum :**

- $A_{\max} = 4\% (b \times h)$  En zone courante,

- $A_{\max} = 6\% (b \times h)$  En zone de recouvrement.

Poutres principales (30 x 40) :

Zone courante : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30 x 35) :

Zone courante : $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

Poutres de chaînages (25X30) :

Zone courante : $A_{\max} = 30 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 45 \text{ cm}^2$

2. Etapes de calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

§ A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

§ A_c : section supérieure la plus comprimée.

§ Un moment de flexion M_u supporté par la section.

- **Calcul du moment réduit « m »**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- **Calcul du moment réduit limite « m_l »**

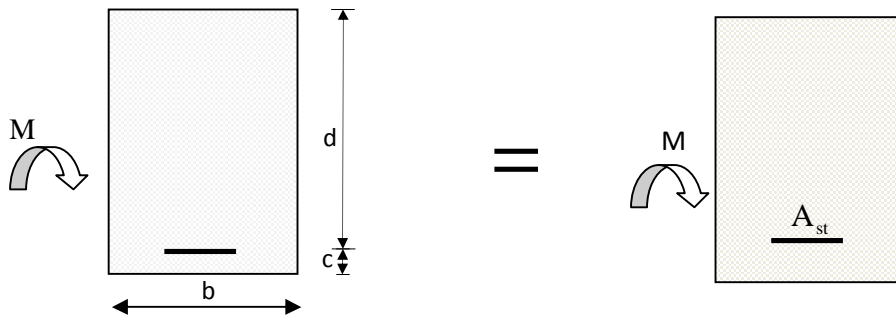
Le moment réduit limite m_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites,

et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- **On compare les deux moments réduits « m » et « m_l » :**

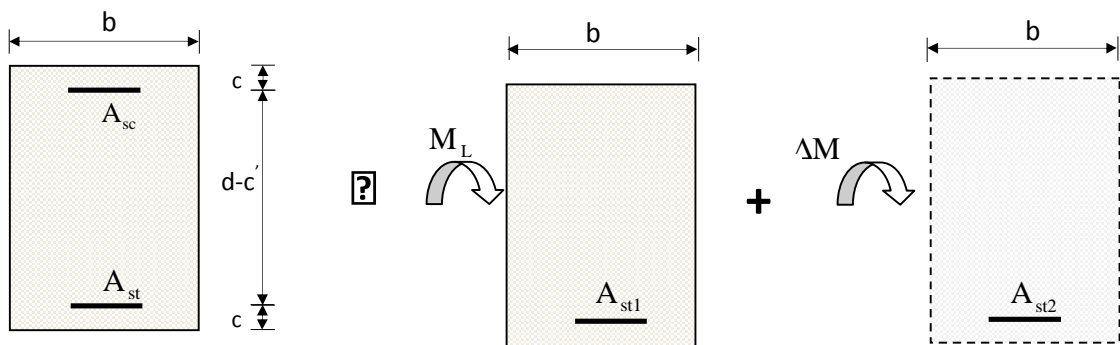
§ 1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ® $A_{sc} = 0$.



§ 2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

3. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferrailage.

Nota :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

§ **M_{elu}** : Moment max à l'ELU

§ **M_{ac}** : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Exemple de calcul :

Poutre principale (30x40) : niveaux 9, appuis A

$$M = 49.96 \text{ kN.m}$$

Calcul du moment réduit :

$$m = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.12 \times 10^6}{300 \times 375^2 \times 14.2} = 0.038 < m_1 = 0.392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{q \times g_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$s_s = \frac{f_e}{g_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Pour $m = 0.083 \Rightarrow b = 0.981$

$$A_{sup} = \frac{M}{bd s_s} = \frac{23.12 \times 10^5}{0.981 \times 37.5 \times 348 \times 10^2} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{sup \text{ adoptée}} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf \text{ adopté}} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

A-Ferrailage des poutres principales fille 6 , niveau 9

Niv.	appuis et travée	M	Comb	M [kNm]	b	d	Fbc	σ_s	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
9	A	Sup	Cou	49.96	300	375	14.2	348	3.95	3.95	3HA12	2HA10
			Acc	51.29	300	375	18.48	400	3.49			
		Inf	Cou	5.39	300	375	14.2	348	0.41	0.65	3HA12	
			Acc	9.78	300	375	18.48	400	0.65			
	A-B	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.37	3HA12	
			Acc	5.66	300	375	18.48	400	0.37			
		Inf	Cou	13.72	300	375	14.2	348	1.05	1.05		
			Acc	14.01	300	375	18.48	400	0.93		3HA12	
	B	Sup	Cou	43.92	300	375	14.2	348	3.45			
			Acc	35.38	300	375	18.48	400	2.38	3.45	3HA12	2HA10
		Inf	Cou	13.08	300	375	14.2	348	1.00			
			Acc	7.59	300	375	18.48	400	0.50	1	3HA12	
	B-C	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00			
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00	0	3HA12	
		Inf	Cou	17.32	300	375	14.2	348	1.33	1.33		
			Acc	13.75	300	375	18.48	400	0.91		3HA12	
	C	Sup	Cou	48.45	300	375	14.2	348	3.82	3.70	3HA12	2HA10
			Acc	54.23	300	375	18.48	400	3.70			
		Inf	Cou	14.62	300	375	14.2	348	1.12	1.12	3HA12	
			Acc	16.37	300	375	18.48	400	1.09			
	C-D	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.28	3HA12	
			Acc	4.21	300	375	18.48	400	0.28			
		Inf	Cou	19.92	300	375	14.2	348	1.53		3HA12	
			Acc	20.54	300	375	18.48	400	1.37	1.53		
	D	Sup	Cou	63.25	300	375	14.2	348	5.06		3HA12	
			Acc	54.73	300	375	18.48	400	3.73	5.06		2HA10
		Inf	Cou	20.77	300	375	14.2	348	1.60			
			Acc	14.14	300	375	18.48	400	0.94	1.60	3HA12	
	D-E	Sup	Cou	54.73	300	375	14.2	348	4.34			
			Acc	4.06	300	375	18.48	400	0.27	4.34	3HA12	2HA10
		Inf	Cou	18	300	375	14.2	348	1.38			
			Acc	19.44	300	375	18.48	400	1.30	1.38	3HA12	
	E	Sup	Cou	23.12	300	375	14.2	348	1.78			
			Acc	28.04	300	375	18.48	400	1.88	1.88	3HA12	
		Inf	Cou	7.62	300	375	14.2	348	0.58			
			Acc	10.4	300	375	18.48	400	0.69	0.69	3HA12	
	E-F	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0	0		
			Acc	0	300	375	18.48	400	0		3HA12	
		Inf	Cou	21.27	300	375	14.2	348	1.64		3HA12	
			Acc	16.73	300	375	18.48	400	0.77	1.64		

Niv.	appuis et travée	M (kn.m)	Comb	M (kn.m)	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s MPa)	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
9	F	Sup	Cou	24.15	300	375	14.2	348	1.86	1.92	3HA12	
			Acc	28.61	300	375	18.48	400	1.92			
		Inf	Cou	6.62	300	375	14.2	348	0.50	0.66	3HA12	
			Acc	10.03	300	375	18.48	400	0.66			
	F-G	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	21.47	300	375	14.2	348	1.65	1.65	3HA12	
			Acc	16.63	300	375	18.48	400	1.11			
	G	Sup	Cou	46.32	300	375	14.2	348	3.65	3.65	3HA12	2HA10
			Acc	45.14	300	375	18.48	400	3.06			
		Inf	Cou	15.75	300	375	14.2	348	1.21	1.21	3HA12	
			Acc	11.39	300	375	18.48	400	0.75			
	G-H	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.08	3HA12	
			Acc	1.18	300	375	18.48	400	0.08			
		Inf	Cou	21.28	300	375	14.2	348	1.64	1.64	3HA12	
			Acc	17.63	300	375	18.48	400	1.17			

Niveau 8

Niv.	appui et travée	M (KN.m)	Comb	M [kNm]	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As (Cm ²)	Amax	Ferrailage adoptée	
											filantes	chapeaux
8	A	Sup	Cou	58.26	300	375	14.2	348	4.63	4.63	3HA12	2HA10
			Acc	61.4	300	375	18.48	400	4.20			
		Inf	Cou	19.41	300	375	14.2	348	1.49	1.50	3HA12	
			Acc	22.56	300	375	18.48	400	1.50			
	A-B	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.44	3HA12	
			Acc	6.76	300	375	18.48	400	0.44			
		Inf	Cou	23.92	300	375	14.2	348	1.84	1.84	3HA12	
			Acc	24.68	300	375	18.48	400	1.65			
	B	Sup	Cou	45.51	300	375	14.2	348	3.58	3.58	3HA12	2HA10
			Acc	39.24	300	375	18.48	400	2.64			
		Inf	Cou	13.85	300	375	14.2	348	1.06	1.06	3HA12	
			Acc	9.43	300	375	18.48	400	0.62			
	B-C	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.09	3HA12	
			Acc	1.47	300	375	18.48	400	0.09			
		Inf	Cou	18.12	300	375	14.2	348	1.39	1.39	3HA12	
			Acc	14.74	300	375	18.48	400	0.97			
	C	Sup	Cou	45.4	300	375	14.2	348	3.57	3.82	3HA12	
			Acc	55.95	300	375	18.48	400	3.82			
	C-D	Inf	Cou	13.31	300	375	14.2	348	1.01	1.27	3HA12	
			Acc	19.08	300	375	18.48	400	1.27			
		Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.38	3HA12	
			Acc	5.83	300	375	18.48	400	0.38			
		Inf	Cou	18.93	300	375	14.2	348	1.45	1.45	3HA12	
			Acc	21.37	300	375	18.48	400	1.42			
		Sup	Cou	67.08	300	375	14.2	348	5.38	5.38	3HA12	2HA10
			Acc	45.31	300	375	18.48	400	3.07			
		Inf	Cou	24.03	300	375	14.2	348	1.85	1.85	3HA12	
			Acc	24.45	300	375	18.48	400	1.63			
	D-E	Sup	Cou	61.65	300	375	14.2	348	4.92	4.92	3HA12	2HA10
			Acc	6.34	300	375	18.48	400	0.41			
		Inf	Cou	24.45	300	375	14.2	348	1.88	1.88	3HA12	
			Acc	22.86	300	375	18.48	400	1.52			
	E	Sup	Cou	29.19	300	375	14.2	348	2.26	2.52	3HA12	
			Acc	37.45	300	375	18.48	400	2.52			
	E-F	Inf	Cou	8.9	300	375	14.2	348	0.67	0.87	3HA12	
			Acc	13.2	300	375	18.48	400	0.87			
		Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.10	3HA12	
			Acc	1.58	300	375	18.48	400	0.10			
		Inf	Cou	20.39	300	375	14.2	348	1.56	1.56	3HA12	
			Acc	18.01	300	375	18.48	400	0.77			

Niv.	appui et travée	M (KN.m)	Comb	M [kNm]	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
8	F	Sup	Cou	26.25	300	375	14.2	348	2.03	2.40	3HA12	
			Acc	35.65	300	375	18.48	400	2.40			
		Inf	Cou	6.46	300	375	14.2	348	0.49		3HA12	
			Acc	12.15	300	375	18.48	400	0.80	0.80		
	F-G	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.02	3HA12	
			Acc	0.37	300	375	18.48	400	0.02			
		Inf	Cou	20.85	300	375	14.2	348	1.60	1.60	3HA12	
			Acc	17.17	300	375	18.48	400	1.14			
	G	Sup	Cou	53.72	300	375	14.2	348	4.25	4.25	3HA12	
			Acc	53.36	300	375	18.48	400	3.63			2HA10
		Inf	Cou	18.19	300	375	14.2	348	1.39	1.39	3HA12	
			Acc	15	300	375	18.48	400	0.99			
	G-H	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.26		
			Acc	3.96	300	375	18.48	400	0.26		3HA12	
		Inf	Cou	22.84	300	375	14.2	348	1.76	1.76	3HA12	
			Acc	20.4	300	375	18.48	400	1.36			

Niveau 7

Niv.	appui et travée	M	Comb	M [kNm]	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
7	A	Sup	Cou	55.61	300	375	14.2	348	4.41	4.41	3HA12	2HA10
			Acc	59.37	300	375	18.48	400	4.06			
		Inf	Cou	16.01	300	375	14.2	348	1.22	1.33	3HA12	
			Acc	19.95	300	375	18.48	400	1.33			
	A-B	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.44	3HA12	
			Acc	6.73	300	375	18.48	400	0.44			
		Inf	Cou	21.32	300	375	14.2	348	1.64	1.64	3HA12	
			Acc	22.54	300	375	18.48	400	1.50			
	B	Sup	Cou	44.43	300	375	14.2	348	3.49	3.49	3HA12	2HA10
			Acc	38.63	300	375	18.48	400	2.60			
		Inf	Cou	13.36	300	375	14.2	348	1.02	1.02	3HA12	
			Acc	9.22	300	375	18.48	400	0.61			
	B-C	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.08	3HA12	
			Acc	1.26	300	375	18.48	400	0.08			
		Inf	Cou	17.9	300	375	14.2	348	1.37	1.37	3HA12	
			Acc	14.58	300	375	18.48	400	0.96			
	C	Sup	Cou	45.15	300	375	14.2	348	3.55	3.79	3HA12	2HA10
			Acc	55.55	300	375	18.48	400	3.79			
		Inf	Cou	13.18	300	375	14.2	348	1.00	1.25	3HA12	
			Acc	18.77	300	375	18.48	400	1.25			
	C-D	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.37	3HA12	
			Acc	5.63	300	375	18.48	400	0.37			
		Inf	Cou	18.88	300	375	14.2	348	1.45	1.45	3HA12	
			Acc	21.28	300	375	18.48	400	1.42			
	D	Sup	Cou	65.16	300	375	14.2	348	5.21	5.21	3HA12	2HA10
			Acc	60.28	300	375	18.48	400	4.12			
			Cou	22.76	300	375	14.2	348	1.75			
			Acc	18.67	300	375	18.48	400	1.24			
		D-E	Cou	60.28	300	375	14.2	348	4.80	4.80	3HA12	2HA10
			Acc	5.95	300	375	18.48	400	0.39			
			Cou	23.22	300	375	14.2	348	1.79			
			Acc	22.31	300	375	18.48	400	1.48			
		E	Cou	28.52	300	375	14.2	348	2.21	2.47	3HA12	
			Acc	36.69	300	375	18.48	400	2.47			
			Cou	8.6	300	375	14.2	348	0.65			
			Acc	12.8	300	375	18.48	400	0.84			
	E-F	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.08	3HA12	
			Acc	1.29	300	375	18.48	400	0.08			
		Inf	Cou	20.67	300	375	14.2	348	1.59	1.59	3HA12	
			Acc	17.82	300	375	18.48	400	0.77			

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (KN.m)	b (mm)	d (mm)	fbc (MPa)	σ_s	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
7	F	Sup	Cou	26.06	300	375	14.2	348	2.01	2.36	3HA12	
			Acc	35.15	300	375	18.48	400	2.36			
		Inf	Cou	6.41	300	375	14.2	348	0.48	0.79	3HA12	
			Acc	11.96	300	375	18.48	400	0.79			
	F-G	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.01	3HA12	
			Acc	0.24	300	375	18.48	400	0.01			
		Inf	Cou	21	300	375	14.2	348	1.61	1.61	3HA12	
			Acc	16.97	300	375	18.48	400	1.12			
	G	Sup	Cou	51.32	300	375	14.2	348	4.05	4.05	3HA12	2HA10
			Acc	51.85	300	375	18.48	400	3.53			
		Inf	Cou	17.36	300	375	14.2	348	1.33	1.33	3HA12	
			Acc	14.42	300	375	18.48	400	0.95			
	G-H	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.23	3HA12	
			Acc	3.52	300	375	18.48	400	0.23			
		Inf	Cou	22.43	300	375	14.2	348	1.72	1.72	3HA12	
			Acc	20.07	300	375	18.48	400	1.33			

Niveau 6

Niv.	appui et travée	M	Comb	M [kNm]	b	d	Fbc	σ_s	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
6	A	Sup	Cou	53.98	300	375	14.2	348	4.27	4.27	3HA12	2HA10
			Acc	58.54	300	375	18.48	400	4.00			
		Inf	Cou	15.57	300	375	14.2	348	1.19		3HA12	
			Acc	20.03	300	375	18.48	400	1.33	1.19		
	A-B	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.08	3HA12	
			Acc	1.26	300	375	18.48	400	0.08			
		Inf	Cou	21.14	300	375	14.2	348	1.62	1.62	3HA12	
			Acc	14.57	300	375	18.48	400	0.96			
	B	Sup	Cou	43.4	300	375	14.2	348	3.40	3.40	3HA12	2HA10
			Acc	38.57	300	375	18.48	400	2.60			
		Inf	Cou	12.86	300	375	14.2	348	0.98	0.98	3HA12	
			Acc	9.29	300	375	18.48	400	0.61			
	B-C	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.08	3HA12	
			Acc	1.26	300	375	18.48	400	0.08			
		Inf	Cou	17.63	300	375	14.2	348	1.35	1.35	3HA12	
			Acc	14.57	300	375	18.48	400	0.96			
	C	Sup	Cou	44.26	300	375	14.2	348	3.47	3.47	3HA12	2HA10
			Acc	55.22	300	375	18.48	400	3.76			
		Inf	Cou	12.76	300	375	14.2	348	0.97	1.23	3HA12	
			Acc	18.61	300	375	18.48	400	1.23			
	C-D	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.36	3HA12	
			Acc	5.59	300	375	18.48	400	0.36			
		Inf	Cou	18.8	300	375	14.2	348	1.44	1.44	3HA12	
			Acc	21.17	300	375	18.48	400	1.41			
	D	Sup	Cou	63.05	300	375	14.2	348	5.04	5.04	3HA12	2HA10
			Acc	59.48	300	375	18.48	400	4.07			
		Inf	Cou	21.78	300	375	14.2	348	1.67	1.67	3HA12	
			Acc	18.41	300	375	18.48	400	1.22			
	D-E	Sup	Cou	59.48	300	375	14.2	348	4.73	4.73	3HA12	2HA10
			Acc	5.8	300	375	18.48	400	0.38			
		Inf	Cou	22.68	300	375	14.2	348	1.74	1.74	3HA12	
			Acc	22.07	300	375	18.48	400	1.47			
	E	Sup	Cou	28.59	300	375	14.2	348	2.21	2.49	3HA12	
			Acc	37	300	375	18.48	400	2.49			
		Inf	Cou	8.36	300	375	14.2	348	0.63	1.46	3HA12	
			Acc	21.91	300	375	18.48	400	1.46			
	E-F	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.09	3HA12	
			Acc	1.38	300	375	18.48	400	0.09			
		Inf	Cou	20.63	300	375	14.2	348	1.58	1.58	3HA12	
			Acc	17.85	300	375	18.48	400	0.77			

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (KN.m)	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
6	F	Sup	Cou	26.11	300	375	14.2	348	2.01	2.38	3HA12	
			Acc	35.47	300	375	18.48	400	2.38			
		Inf	Cou	6.25	300	375	14.2	348	0.47	0.80	3HA12	
			Acc	12.14	300	375	18.48	400	0.80			
	F-G	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.02	3HA12	
			Acc	0.34	300	375	18.48	400	0.02			
		Inf	Cou	20.97	300	375	14.2	348	1.61	1.61	3HA12	
			Acc	17.1	300	375	18.48	400	1.13			
	G	Sup	Cou	50.3	300	375	14.2	348	3.97	3.97	3HA12	2HA10
			Acc	51.68	300	375	18.48	400	3.51			
		Inf	Cou	16.72	300	375	14.2	348	1.28	1.28	3HA12	
			Acc	14.38	300	375	18.48	400	0.95			
	G-H	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.23	3HA12	
			Acc	3.57	300	375	18.48	400	0.23			
		Inf	Cou	22.01	300	375	14.2	348	1.69	1.69	3HA12	
			Acc	19.94	300	375	18.48	400	1.32			

Niveau 5

Niv.	appui et travée	M	Comb	M [kNm]	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As (Cm ²)	Amax	Ferrailage adoptée	
											filantes	chapeaux
5	A	Sup	Cou	51.57	300	375	14.2	348	4.08	4.08	3HA12	2HA10
			Acc	56.67	300	375	18.48	400	3.87			
		Inf	Cou	14.32	300	375	14.2	348	1.09	1.26	3HA12	
			Acc	19.05	300	375	18.48	400	1.26			
	A-B	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.39	3HA12	
			Acc	5.94	300	375	18.48	400	0.39			
		Inf	Cou	20.3	300	375	14.2	348	1.56	1.56	3HA12	
			Acc	22	300	375	18.48	400	1.46			
	B	Sup	Cou	41.98	300	375	14.2	348	3.29	3.29	3HA12	
			Acc	37.99	300	375	18.48	400	2.56			
		Inf	Cou	12.15	300	375	14.2	348	0.92	0.92	3HA12	
			Acc	9.2	300	375	18.48	400	0.60			
	B-C	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.06	3HA12	
			Acc	1.05	300	375	18.48	400	0.06			
		Inf	Cou	17.27	300	375	14.2	348	1.32	1.32	3HA12	
			Acc	14.46	300	375	18.48	400	0.96			
	C	Sup	Cou	43.1	300	375	14.2	348	3.38	3.68	3HA12	
			Acc	54.08	300	375	18.48	400	3.68			
		Inf	Cou	12.2	300	375	14.2	348	0.93	1.19	3HA12	
			Acc	17.98	300	375	18.48	400	1.19			
	C-D	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.34	3HA12	
			Acc	5.26	300	375	18.48	400	0.34			
		Inf	Cou	18.84	300	375	14.2	348	1.44	1.44	3HA12	
			Acc	20.82	300	375	18.48	400	1.38			
	D	Sup	Cou	60.19	300	375	14.2	348	4.79	4.79	3HA12	2HA10
			Acc	57.73	300	375	18.48	400	3.94			
		Inf	Cou	20.38	300	375	14.2	348	1.56	1.56	3HA12	
			Acc	17.64	300	375	18.48	400	1.17			
		Sup	Cou	57.73	300	375	14.2	348	4.59	4.59	3HA12	2HA10
			Acc	5.33	300	375	18.48	400	0.35			
		Inf	Cou	21.45	300	375	14.2	348	1.65	1.65	3HA12	
			Acc	21.56	300	375	18.48	400	1.43			
		Sup	Cou	28.47	300	375	14.2	348	2.20	2.47	3HA12	
			Acc	36.78	300	375	18.48	400	2.47			
		Inf	Cou	7.99	300	375	14.2	348	0.60	0.84	3HA12	
			Acc	12.69	300	375	18.48	400	0.84			
	E-F	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.08	3HA12	
			Acc	1.24	300	375	18.48	400	0.08			
		Inf	Cou	20.65	300	375	14.2	348	1.58	1.58	3HA12	
			Acc	17.65	300	375	18.48	400	0.77			

Niv	Appuis et travée	M	Comb	M [kNm]	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
5	F	Sup	Cou	26.2	300	375	14.2	348	2.02	2.38	3HA12	
			Acc	35.39	300	375	18.48	400	2.38			
		Inf	Cou	6.05	300	375	14.2	348	0.46	0.46	3HA12	
			Acc	12.08	300	375	18.48	400	0.80			
	F-G	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.01	3HA12	
			Acc	0.28	300	375	18.48	400	0.01			
		Inf	Cou	20.97	300	375	14.2	348	1.61	1.61	3HA12	
			Acc	17.09	300	375	18.48	400	1.13			
	G	Sup	Cou	48.39	300	375	14.2	348	3.81	3.81	3HA12	
			Acc	50.5	300	375	18.48	400	3.43			2HA10
		Inf	Cou	15.77	300	375	14.2	348	1.20	1.20	3HA12	
			Acc	13.99	300	375	18.48	400	0.92			
	G-H	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.21	3HA12	
			Acc	3.26	300	375	18.48	400	0.21			
		Inf	Cou	21.44	300	375	14.2	348	1.65	1.65	3HA12	
			Acc	19.6	300	375	18.48	400	1.30			

Niveau 4

Niv.	appui et travée	M	Comb	M [kNm]	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As (Cm ²)		Amax		Ferrailage adoptée	
													filantes	Chapeaux
4	A	Sup	Cou	48.67	300	375	14.2	348	3.84	3.84	3HA12	2HA10		
			Acc	53.93	300	375	18.48	400	3.67					
		Inf	Cou	12.72	300	375	14.2	348	0.97	1.17	3HA12			
			Acc	17.65	300	375	18.48	400	1.17					
	A-B	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.33	3HA12			
			Acc	5.09	300	375	18.48	400	0.33					
		Inf	Cou	19.6	300	375	14.2	348	1.50	1.50	3HA12			
			Acc	21.1	300	375	18.48	400	1.41					
	B	Sup	Cou	40.27	300	375	14.2	348	3.15	3.15	3HA12			
			Acc	37.03	300	375	18.48	400	2.49					
		Inf	Cou	11.27	300	375	14.2	348	0.86	0.86	3HA12			
			Acc	8.95	300	375	18.48	400	0.59					
	B-C	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.04	3HA12			
			Acc	0.67	300	375	18.48	400	0.04					
		Inf	Cou	17.3	300	375	14.2	348	1.33	1.33	3HA12			
			Acc	14.3	300	375	18.48	400	0.94					
	C	Sup	Cou	41.56	300	375	14.2	348	3.25	3.54	3HA12		2HA10	
			Acc	52.09	300	375	18.48	400	3.54					
		Inf	Cou	11.46	300	375	14.2	348	0.87	1.11	3HA12			
			Acc	16.82	300	375	18.48	400	1.11					
	C-D	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.30	3HA12			
			Acc	4.64	300	375	18.48	400	0.30					
		Inf	Cou	18.9	300	375	14.2	348	1.45	1.45	3HA12			
			Acc	20.19	300	375	18.48	400	1.34					
	D	Sup	Cou	56.61	300	375	14.2	348	4.49	4.49	3HA12		2HA10	
			Acc	55.11	300	375	18.48	400	3.76					
		Inf	Cou	4.58	300	375	14.2	348	0.34	1.34	3HA12			
			Acc	20.1	300	375	18.48	400	1.34					
	D-E	Sup	Cou	20.77	300	375	14.2	348	1.59	1.59	3HA12			
			Acc	28.34	300	375	18.48	400	1.89					
		Inf	Cou	36.1	300	375	14.2	348	2.81	2.81	3HA12			
			Acc	7.53	300	375	18.48	400	0.49					
	E	Sup	Cou	12.19	300	375	14.2	348	0.93	0.93	3HA12			
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00					
		Inf	Cou	0.88	300	375	14.2	348	0.06	1.37	3HA12			
			Acc	20.7	300	375	18.48	400	1.37					
	E-F	Sup	Cou	17.26	300	375	14.2	348	1.32	1.32	3HA12			
			Acc	0.88	300	375	18.48	400	0.05					
		Inf	Cou	20.66	300	375	14.2	348	1.59	1.59	3HA12			
			Acc	17.26	300	375	18.48	400	0.77					

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (KN.m)	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
4	F	Sup	Cou	26.34	300	375	14.2	348	2.03	2.35	3HA12	
			Acc	34.96	300	375	18.48	400	2.35			
		Inf	Cou	5.81	300	375	14.2	348	0.44	0.77	3HA12	
			Acc	11.75	300	375	18.48	400	0.77			
	F-G	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0.03	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	21	300	375	14.2	348	1.61	1.61	3HA12	
			Acc	16.9	300	375	18.48	400	1.12			
	G	Sup	Cou	46.05	300	375	14.2	348	3.62	3.62	3HA12	2HA10
			Acc	48.59	300	375	18.48	400	3.30			
		Inf	Cou	14.56	300	375	14.2	348	1.11	1.11	3HA12	
			Acc	13.34	300	375	18.48	400	0.88			
	G-H	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.17	3HA12	
			Acc	2.71	300	375	18.48	400	0.17			
		Inf	Cou	20.8	300	375	14.2	348	1.59	1.59	3HA12	
			Acc	19	300	375	18.48	400	1.26			

Niveau 3

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As (Cm ²)	Amax	Ferrailage adoptée	
											filantes	Chapeaux
3	A	Sup	Cou	45.31	300	375	14.2	348	3.56	3.56	3HA12	2HA10
			Acc	50.19	300	375	18.48	400	3.41			
		Inf	Cou	11.01	300	375	14.2	348	0.84	1.02	3HA12	
			Acc	15.41	300	375	18.48	400	1.02			
	A-B	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.25	3HA12	
			Acc	3.85	300	375	18.48	400	0.25			
		Inf	Cou	19.7	300	375	14.2	348	1.51	1.51	3HA12	
			Acc	19.9	300	375	18.48	400	1.32			
	B	Sup	Cou	38.57	300	375	14.2	348	3.01	3.01	3HA12	
			Acc	35.57	300	375	18.48	400	2.39			
		Inf	Cou	10.2	300	375	14.2	348	0.77	0.77	3HA12	
			Acc	8.48	300	375	18.48	400	0.56			
	B-C	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0.08	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	17.7	300	375	14.2	348	1.35	1.35	3HA12	
			Acc	13.9	300	375	18.48	400	0.92			
	C	Sup	Cou	39.59	300	375	14.2	348	3.09	3.33	3HA12	
			Acc	49.01	300	375	18.48	400	3.33			
		Inf	Cou	10.51	300	375	14.2	348	0.80	1.00	3HA12	
			Acc	15.05	300	375	18.48	400	1.00			
	C-D	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.24	3HA12	
			Acc	3.66	300	375	18.48	400	0.24			
		Inf	Cou	18.98	300	375	14.2	348	1.45	1.45	3HA12	
			Acc	19.22	300	375	18.48	400	1.28			
	D	Sup	Cou	52.27	300	375	14.2	348	4.13	4.13	3HA12	2HA10
			Acc	51.39	300	375	18.48	400	3.49			
		Inf	Cou	16.6	300	375	14.2	348	1.26	1.26	3HA12	
			Acc	14.6	300	375	18.48	400	0.96			
	D-E	Sup	Cou	51.39	300	375	14.2	348	4.06	4.06	3HA12	2HA10
			Acc	3.47	300	375	18.48	400	0.22			
		Inf	Cou	18.33	300	375	14.2	348	1.40	1.10	3HA12	
			Acc	19.68	300	375	18.48	400	1.31			
	E	Sup	Cou	28.22	300	375	14.2	348	2.18	2.35	3HA12	
			Acc	34.91	300	375	18.48	400	2.35			
		Inf	Cou	6.99	300	375	14.2	348	0.53	0.75	3HA12	
			Acc	11.4	300	375	18.48	400	0.75			
	E-F	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.01	3HA12	
			Acc	0.27	300	375	18.48	400	0.01			
		Inf	Cou	20.67	300	375	14.2	348	1.59	1.59	3HA12	
			Acc	16.64	300	375	18.48	400	0.77			

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (KN.m)	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
3	F	Sup	Cou	26.56	300	375	14.2	348	2.05	2.30	3HA12	
			Acc	34.29	300	375	18.48	400	2.30			
		Inf	Cou	5.53	300	375	14.2	348	0.42	0.73	3HA12	
			Acc	11.09	300	375	18.48	400	0.73			
	F-G	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	21	300	375	14.2	348	1.61	1.61	3HA12	
			Acc	16.5	300	375	18.48	400	1.09			
	G	Sup	Cou	43.22	300	375	14.2	348	3.39	3.39	3HA12	
			Acc	45.77	300	375	18.48	400	3.10			
		Inf	Cou	13.08	300	375	14.2	348	1.00	1.00	3HA12	
			Acc	12.34	300	375	18.48	400	0.81			
	G-H	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.12	3HA12	
			Acc	1.82	300	375	18.48	400	0.12			
		Inf	Cou	20.9	300	375	14.2	348	1.60	1.60	3HA12	
			Acc	18.2	300	375	18.48	400	1.21			

Niveau 2

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (kN.m)	b	d	Fbc	σ_s	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
2	A	Sup	Cou	41.25	300	375	14.2	348	3.23	3.23	3HA12	
			Acc	44.93	300	375	18.48	400	3.04			
		Inf	Cou	8.59	300	375	14.2	348	0.65	0.85	3HA12	
			Acc	12.83	300	375	18.48	400	0.85			
	A-B	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0	0.14		
			Acc	2.13	300	375	18.48	400	0.14		3HA12	
		Inf	Cou	19.82	300	375	14.2	348	1.52	1.52	3HA12	
			Acc	17.96	300	375	18.48	400	1.19			
	B	Sup	Cou	35.89	300	375	14.2	348	2.79	2.79	3HA12	
			Acc	33.32	300	375	18.48	400	2.24			
		Inf	Cou	8.94	300	375	14.2	348	0.68	0.68	3HA12	
			Acc	7.62	300	375	18.48	400	0.50			
	B-C	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0	0		
			Acc	0	300	375	18.48	400	0		3HA12	
		Inf	Cou	18.13	300	375	14.2	348	1.39	1.39	3HA12	
			Acc	13.88	300	375	18.48	400	0.92			
	C	Sup	Cou	37.17	300	375	14.2	348	2.90	3.02	3HA12	
			Acc	44.58	300	375	18.48	400	3.02		3HA12	
		Inf	Cou	9.34	300	375	14.2	348	0.71	0.86	3HA12	
			Acc	13.07	300	375	18.48	400	0.86			
	C-D	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0	0.14	3HA12	
			Acc	2.23	300	375	18.48	400	0.14			
		Inf	Cou	19.08	300	375	14.2	348	1.46	1.46	3HA12	
			Acc	17.77	300	375	18.48	400	1.18			
	D	Sup	Cou	47.02	300	375	14.2	348	3.70	3.70	3HA12	
			Acc	46.23	300	375	18.48	400	3.13			
		Inf	Cou	13.96	300	375	14.2	348	1.06	1.06	3HA12	
			Acc	12.38	300	375	18.48	400	0.82			
	D-E	Sup	Cou	35	300	375	14.2	348	3.29	3.29	3HA12	
			Acc	1.9	300	375	18.48	400	0.12			
		Inf	Cou	15.78	300	375	14.2	348	1.20	1.20	3HA12	
			Acc	18.08	300	375	18.48	400	1.20			
	E	Sup	Cou	28.01	300	375	14.2	348	2.16	2.20	3HA12	
			Acc	32.77	300	375	18.48	400	2.20			
		Inf	Cou	6.36	300	375	14.2	348	0.48	0.66	3HA12	
			Acc	9.97	300	375	18.48	400	0.66			
	E-F	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.48	400	0			
		Inf	Cou	20.96	300	375	14.2	348	1.61	1.61	3HA12	
			Acc	15.82	300	375	18.48	400	0.77			

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (KN.m)	b	d	Fbc	σ_s	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
2	F	Sup	Cou	39.47	300	375	14.2	348	3.08	3.08	3HA12	
			Acc	41.54	300	375	18.48	400	2.80			
		Inf	Cou	11.24	300	375	14.2	348	0.85	0.85	3HA12	
			Acc	10.77	300	375	18.48	400	0.71			
	F-G	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.03	3HA12	
			Acc	0.46	300	375	18.48	400	0.03			
		Inf	Cou	21.18	300	375	14.2	348	1.63	1.63	3HA12	
			Acc	16.96	300	375	18.48	400	1.12			
	G	Sup	Cou	46.32	300	375	14.2	348	3.64	3.06	3HA12	
			Acc	45.14	300	375	18.48	400	3.06			
		Inf	Cou	15.75	300	375	14.2	348	1.20	1.20	3HA12	
			Acc	11.39	300	375	18.48	400	0.75			
	G-H	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.07	3HA12	
			Acc	1.18	300	375	18.48	400	0.07			
		Inf	Cou	21.28	300	375	14.2	348	1.63	1.63	3HA12	
			Acc	17.63	300	375	18.48	400	1.17			

Niveau 1

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (kNm)	b	d	Fbc	σ_s	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
1	A	Sup	Cou	35.07	300	375	14.2	348	2.73	2.73	3HA12	
			Acc	37.88	300	375	18.5	400	2.55			
		Inf	Cou	8.37	300	375	14.2	348	0.64	0.77	3HA12	
			Acc	11.61	300	375	18.5	400	0.77			
	A-B	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.01	3HA12	
			Acc	0.22	300	375	18.5	400	0.01			
		Inf	Cou	20.93	300	375	14.2	348	1.61	1.61	3HA12	
			Acc	17.35	300	375	18.5	400	1.15			
	B	Sup	Cou	30.26	300	375	14.2	348	2.35	2.35	3HA12	
			Acc	29.07	300	375	18.5	400	1.95			
		Inf	Cou	7.59	300	375	14.2	348	0.58	0.58	3HA12	
			Acc	7.28	300	375	18.5	400	0.48			
	B-C	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.5	400	0.00			
		Inf	Cou	18.68	300	375	14.2	348	1.44	1.44	3HA12	
			Acc	14.07	300	375	18.5	400	0.93			
	C	Sup	Cou	30.82	300	375	14.2	348	2.39	2.45	3HA12	
			Acc	36.39	300	375	18.5	400	2.45			
		Inf	Cou	7.76	300	375	14.2	348	0.59	0.73	3HA12	
			Acc	11.09	300	375	18.5	400	0.73			
	C-D	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.03	3HA12	
			Acc	0.38	300	375	18.5	400	0.03			
		Inf	Cou	19.22	300	375	14.2	348	1.48	1.48	3HA12	
			Acc	16.3	300	375	18.5	400	1.08			
	D	Sup	Cou	38.1	300	375	14.2	348	2.98	2.98	3HA12	
			Acc	37.86	300	375	18.5	400	2.55			
		Inf	Cou	11.53	300	375	14.2	348	0.88	0.88	3HA12	
			Acc	10.77	300	375	18.5	400	0.71			
	D-E	Sup	Cou	37.86	300	375	14.2	348	2.96	2.96	3HA12	
			Acc	0.05	300	375	18.5	400	0.00			
		Inf	Cou	13.62	300	375	14.2	348	1.04	1.12	3HA12	
			Acc	16.82	300	375	18.5	400	1.12			
	E	Sup	Cou	25.85	300	375	14.2	348	2.00	2.00	3HA12	
			Acc	29.64	300	375	18.5	400	1.99			
	E-F	Inf	Cou	5.87	300	375	14.2	348	0.45	0.60	3HA12	
			Acc	9.14	300	375	18.5	400	0.60			
		Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.5	400	0.00			
		Inf	Cou	20.96	300	375	14.2	348	1.61	1.61	3HA12	
			Acc	15.36	300	375	18.5	400	0.77			

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (KN.m)	b	d	Fbc	σ_s	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)			
1	F	Sup	Cou	24.71	300	375	14.2	348	1.91	1.96	3HA12	
			Acc	29.28	300	375	18.5	400	1.96			
		Inf	Cou	4.93	300	375	14.2	348	0.37	0.59	3HA12	
			Acc	8.9	300	375	18.5	400	0.59			
	F-G	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.5	400	0.00			
		Inf	Cou	20.81	300	375	14.2	348	1.60	1.60	3HA12	
			Acc	14.42	300	375	18.5	400	0.96			
	G	Sup	Cou	33.53	300	375	14.2	348	2.61	2.61	3HA12	
			Acc	34.87	300	375	18.5	400	2.35			
		Inf	Cou	9.51	300	375	14.2	348	0.72	0.72	3HA12	
			Acc	9.52	300	375	18.5	400	0.63			
	G-H	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.5	400	0.00			
		Inf	Cou	21.21	300	375	14.2	348	1.63	1.63	3HA12	
			Acc	16.07	300	375	16.1	400	1.07			

RDC

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	Fbc (MPa)	σ_s (MPa)	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
RDC	A	Sup	Cou	38.08	300	375	14.2	348	2.98	2.98	3HA12	
			Acc	36.2	300	375	18.48	400	2.44			
		Inf	Cou	6.15	300	375	14.2	348	0.47	0.50	3HA12	
			Acc	7.55	300	375	18.48	400	0.50			
	A-B	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	26.17	300	375	14.2	348	2.02	2.02	3HA12	
			Acc	19.17	300	375	18.48	400	1.28			
	B	Sup	Cou	34.8	300	375	14.2	348	2.71	2.71	3HA12	
			Acc	30.57	300	375	18.48	400	2.05			
		Inf	Cou	7.51	300	375	14.2	348	0.57	0.57	3HA12	
			Acc	5.94	300	375	18.48	400	0.39			
	B-C	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	24.66	300	375	14.2	348	1.90	1.90	3HA12	
			Acc	17.9	300	375	18.48	400	1.19			
	C	Sup	Cou	35.61	300	375	14.2	348	2.78	2.78	3HA12	
			Acc	35.31	300	375	18.48	400	2.38			
		Inf	Cou	8.01	300	375	14.2	348	0.61	0.61	3HA12	
			Acc	8.61	300	375	18.48	400	0.57			
	C-D	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	24.92	300	375	14.2	348	1.92	1.92	3HA12	
			Acc	17.93	300	375	18.48	400	1.19			
	D	Sup	Cou	40.22	300	375	14.2	348	3.15	3.15	3HA12	
			Acc	36.24	300	375	18.48	400	2.44			
		Inf	Cou	10.29	300	375	14.2	348	0.78	0.78	3HA12	
			Acc	8.29	300	375	18.48	400	0.55			
	D-E	Sup	Cou	36.24	300	375	14.2	348	2.83	2.83	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	11.37	300	375	14.2	348	0.87	1.26	3HA12	
			Acc	18.98	300	375	18.48	400	1.26			
	E	Sup	Cou	32.86	300	375	14.2	348	2.56	2.56	3HA12	
			Acc	31.48	300	375	18.48	400	2.11			
		Inf	Cou	6.56	300	375	14.2	348	0.50	0.50	3HA12	
			Acc	7.22	300	375	18.48	400	0.48			
	E-F	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	26.49	300	375	14.2	348	2.05	2.05	3HA12	
			Acc	19.16	300	375	18.48	400	0.77			

Niv.	appui et travée	M	Comb	M (KN.m)	b (mm)	D (mm)	Fbc (MPa)	σs (MPa)	As	Amax	Ferrailage adoptée	
									(Cm2)		filantes	chapeaux
RDC	F	Sup	Cou	32.4	300	375	14.2	348	2.52	2.52	3HA12	
			Acc	31.37	300	375	18.48	400	2.11			
		Inf	Cou	6	300	375	14.2	348	0.46	0.47	3HA12	
			Acc	7.07	300	375	18.48	400	0.47			
	F-G	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	26.72	300	375	14.2	348	2.07	2.07	3HA12	
			Acc	19.25	300	375	18.48	400	1.28			
	G	Sup	Cou	35.85	300	375	14.2	348	2.80	2.80	3HA12	
			Acc	33.38	300	375	18.48	400	2.24			
		Inf	Cou	8.87	300	375	14.2	348	0.68	0.68	3HA12	
			Acc	7.44	300	375	18.48	400	0.49			
	G-H	Sup	Cou	0	300	375	14.2	348	0.00	0.00	3HA12	
			Acc	0	300	375	18.48	400	0.00			
		Inf	Cou	27.89	300	375	14.2	348	2.16	2.16	3HA12	
			Acc	20.29	300	375	16.07	400	1.36			

B. Ferrailage des poutres secondaires ,file A

Niveau 9

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σs (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm2)		filantes	chapeaux
9	1	Sup	Cou	21.10	300	325	14.2	348	1.89	1.89	3HA12	
			Acc	11.19	300	325	18.5	400	0.86			
		Inf	Cou	11.56	300	325	14.2	348	1.03	1.03	3HA12	
			Acc	8.18	300	325	18.5	400	0.63			
	1 2	Sup	Cou	2.36	300	325	14.2	348	0.21	0.21	3HA12	
			Acc	0.45	300	325	18.5	400	0.03			
		Inf	Cou	8.53	300	325	14.2	348	0.76	0.76	3HA12	
			Acc	7.06	300	325	18.5	400	0.54			
	2	Sup	Cou	2.80	300	325	14.2	348	0.25	0.93	3HA12	
			Acc	12.03	300	325	18.5	400	0.93			
		Inf	Cou	2.28	300	325	14.2	348	0.20	0.53	3HA12	
			Acc	6.92	300	325	18.5	400	0.53			
	2 3	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.08	3HA12	
			Acc	1.04	300	325	18.5	400	0.08			
		Inf	Cou	6.14	300	325	14.2	348	0.54	0.54	3HA12	
			Acc	5.83	300	325	18.5	400	0.45			
	3	Sup	Cou	4.31	300	325	14.2	348	0.38	1.09	3HA12	
			Acc	14.13	300	325	18.5	400	1.09			
		Inf	Cou	1.16	300	325	14.2	348	0.10	0.48	3HA12	
			Acc	6.28	300	325	18.5	400	0.48			
	3 4	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.18	3HA12	
			Acc	2.36	300	325	18.5	400	0.18			
		Inf	Cou	4.87	300	325	14.2	348	0.43	0.43	3HA12	
			Acc	4.41	300	325	18.5	400	0.34			
	4	Sup	Cou	7.37	300	325	14.2	348	0.65	1.00	3HA12	
			Acc	12.99	300	325	18.5	400	1.00			
		Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.70	3HA12	
			Acc	9.06	300	325	18.5	400	0.70			
	4 5	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.07	3HA12	
			Acc	0.89	300	325	18.5	400	0.07			
		Inf	Cou	2.70	300	325	14.2	348	0.24	0.57	3HA12	
			Acc	7.37	300	325	18.5	400	0.57			
	5	Sup	Cou	5.15	300	325	14.2	348	0.46	1.71	3HA12	
			Acc	21.96	300	325	18.5	400	1.71			
		Inf	Cou	4.17	300	325	14.2	348	0.37	0.81	3HA12	
			Acc	10.47	300	325	18.5	400	0.81			
	5 6	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.31	3HA12	
			Acc	3.96	300	325	18.5	400	0.31			
		Inf	Cou	6.34	300	325	14.2	348	0.56	0.56	3HA12	
			Acc	6.98	300	325	18.5	400	0.54			
	6	Sup	Cou	17.99	300	325	14.2	348	1.61	1.83	3HA12	
			Acc	23.59	300	325	18.5	400	1.83			
		Inf	Cou	8.89	300	325	14.2	348	0.79	0.96	3HA12	

			Acc	12.41	300	325	18.5	400	0.96			
6 7	Sup	Cou	1.34	300	325	14.2	348	0.12	0.35	3HA12		
		Acc	4.54	300	325	18.5	400	0.35				
	Inf	Cou	7.44	300	325	14.2	348	0.66	0.66	3HA12		
		Acc	7.80	300	325	18.5	400	0.60				

Niveau 8

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm ²)		filantes	chapeaux
8	1	Sup	Cou	27.63	300	325	14.2	348	2.48	2.48	3HA12	
			Acc	18.88	300	325	18.5	400	1.46			
		Inf	Cou	17.45	300	325	14.2	348	1.56	1.56	3HA12	
			Acc	12.92	300	325	18.5	400	1.00			
	1 2	Sup	Cou	4.52	300	325	14.2	348	0.40	0.40	3HA12	
			Acc	3.13	300	325	18.5	400	0.24			
		Inf	Cou	10.50	300	325	14.2	348	0.93	0.93	3HA12	
			Acc	8.05	300	325	18.5	400	0.62			
	2	Sup	Cou	7.17	300	325	14.2	348	0.64	1.40	3HA12	
			Acc	18.07	300	325	18.5	400	1.40			
		Inf	Cou	3.01	300	325	14.2	348	0.27	0.93	3HA12	
			Acc	12.09	300	325	18.5	400	0.93			
	2 3	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.24	3HA12	
			Acc	3.15	300	325	18.5	400	0.24			
		Inf	Cou	5.01	300	325	14.2	348	0.44	0.57	3HA12	
			Acc	7.35	300	325	18.5	400	0.57			
	3	Sup	Cou	6.34	300	325	14.2	348	0.56	1.37	3HA12	
			Acc	17.66	300	325	18.5	400	1.37			
		Inf	Cou	1.46	300	325	14.2	348	0.13	0.87	3HA12	
			Acc	11.24	300	325	18.5	400	0.87			
	3 4	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.25	3HA12	
			Acc	3.29	300	325	18.5	400	0.25			
		Inf	Cou	4.40	300	325	14.2	348	0.39	0.51	3HA12	
			Acc	6.56	300	325	18.5	400	0.51			
	4	Sup	Cou	6.02	300	325	14.2	348	0.53	1.53	3HA12	
			Acc	19.77	300	325	18.5	400	1.53			
		Inf	Cou	0.15	300	325	14.2	348	0.01	1.06	3HA12	
			Acc	13.68	300	325	18.5	400	1.06			
	4 5	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.27	3HA12	
			Acc	3.45	300	325	18.5	400	0.27			
		Inf	Cou	3.74	300	325	14.2	348	0.33	0.64	3HA12	
			Acc	8.29	300	325	18.5	400	0.64			
	5	Sup	Cou	8.51	300	325	14.2	348	0.76	2.22	3HA12	
			Acc	28.48	300	325	18.5	400	2.22			
		Inf	Cou	5.40	300	325	14.2	348	0.48	1.33	3HA12	

	5 6	Sup	Acc	17.14	300	325	18.5	400	1.33	0.45	3HA12	
			Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00			
		Inf	Acc	5.79	300	325	18.5	400	0.45	0.75	3HA12	
			Cou	5.40	300	325	14.2	348	0.48			
	6	Sup	Acc	9.76	300	325	18.5	400	0.75	2.45	3HA12	
			Cou	23.74	300	325	14.2	348	2.13			
		Inf	Acc	31.40	300	325	18.5	400	2.45	1.51	3HA12	
			Cou	13.61	300	325	14.2	348	1.21			
	6 7	Sup	Acc	19.43	300	325	18.5	400	1.51	0.51	3HA12	
			Cou	3.21	300	325	14.2	348	0.28			
		Inf	Acc	6.56	300	325	18.5	400	0.51	0.83	3HA12	
			Cou	9.24	300	325	14.2	348	0.82			
			Acc	10.71	300	325	18.5	400	0.83			

Niveau 7

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σs (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm2)		filantes	chapeaux
7	1	Sup	Cou	25.43	300	325	14.2	348	2.28	2.28	3HA12	
			Acc	18.54	300	325	18.5	400	1.44			
		Inf	Cou	15.41	300	325	14.2	348	1.37	1.37	3HA12	
			Acc	12.92	300	325	18.5	400	1.00			
	1 2	Sup	Cou	3.74	300	325	14.2	348	0.33	0.33	3HA12	
			Acc	3.02	300	325	18.5	400	0.23			
		Inf	Cou	9.88	300	325	14.2	348	0.88	0.88	3HA12	
			Acc	8.09	300	325	18.5	400	0.62			
	2	Sup	Cou	6.37	300	325	14.2	348	0.57	1.39	3HA12	
			Acc	17.99	300	325	18.5	400	1.39			
		Inf	Cou	2.74	300	325	14.2	348	0.24	0.94	3HA12	
			Acc	12.18	300	325	18.5	400	0.94			
	2 3	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.24	3HA12	
			Acc	3.12	300	325	18.5	400	0.24			
		Inf	Cou	5.16	300	325	14.2	348	0.46	0.57	3HA12	
			Acc	7.41	300	325	18.5	400	0.57			
	3	Sup	Cou	5.91	300	325	14.2	348	0.52	1.40	3HA12	
			Acc	18.05	300	325	18.5	400	1.40			
		Inf	Cou	1.32	300	325	14.2	348	0.12	0.88	3HA12	
			Acc	11.36	300	325	18.5	400	0.88			
	3 4	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.27	3HA12	
			Acc	3.48	300	325	18.5	400	0.27			
		Inf	Cou	4.49	300	325	14.2	348	0.40	0.50	3HA12	
			Acc	6.50	300	325	18.5	400	0.50			
	4	Sup	Cou	6.20	300	325	14.2	348	0.55	1.51	3HA12	
			Acc	19.52	300	325	18.5	400	1.51			
		Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	1.07	3HA12	

	4 5	Sup	Acc	13.82	300	325	18.5	400	1.07	0.26	3HA12	
			Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00			
		Inf	Acc	3.33	300	325	18.5	400	0.26	0.65	3HA12	
			Cou	3.56	300	325	14.2	348	0.32			
	5	Sup	Acc	8.43	300	325	18.5	400	0.65	2.17	3HA12	
			Cou	7.82	300	325	14.2	348	0.69			
		Inf	Acc	27.84	300	325	18.5	400	2.17	1.30	3HA12	
			Cou	3.75	300	325	14.2	348	0.33			
	5 6	Sup	Acc	16.75	300	325	18.5	400	1.30	0.44	3HA12	
			Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00			
		Inf	Acc	5.75	300	325	18.5	400	0.44	0.73	3HA12	
			Cou	5.48	300	325	14.2	348	0.49			
	6	Sup	Acc	9.49	300	325	18.5	400	0.73	2.38	3HA12	
			Cou	21.92	300	325	14.2	348	1.96			
		Inf	Acc	30.47	300	325	18.5	400	2.38	1.46	3HA12	
			Cou	11.91	300	325	14.2	348	1.06			
	6 7	Sup	Acc	18.85	300	325	18.5	400	1.46	0.50	3HA12	
			Cou	2.56	300	325	14.2	348	0.23			
Inf		Acc	6.43	300	325	18.5	400	0.50	0.80	3HA12		
		Cou	8.72	300	325	14.2	348	0.77				
			Acc	10.36	300	325	18.5	400	0.80			

Niveau 6

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm ²)		filantes	chapeaux
6	1	Sup	Cou	24.39	300	325	14.2	348	2.19	2.19	3HA12	
			Acc	19.29	300	325	18.5	400	1.50			
		Inf	Cou	14.34	300	325	14.2	348	1.28	1.28	3HA12	
			Acc	13.62	300	325	18.5	400	1.05			
	1 2	Sup	Cou	3.40	300	325	14.2	348	0.30	0.30	3HA12	
			Acc	3.30	300	325	18.5	400	0.25			
		Inf	Cou	9.52	300	325	14.2	348	0.85	0.85	3HA12	
			Acc	8.28	300	325	18.5	400	0.64			
	2	Sup	Cou	6.31	300	325	14.2	348	0.56	1.45	3HA12	
			Acc	18.75	300	325	18.5	400	1.45			
		Inf	Cou	2.57	300	325	14.2	348	0.23	1.00	3HA12	
			Acc	12.93	300	325	18.5	400	1.00			
	2 3	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.26	3HA12	
			Acc	3.39	300	325	18.5	400	0.26			
		Inf	Cou	5.08	300	325	14.2	348	0.45	0.52	3HA12	
			Acc	5.08	300	325	14.2	348	0.45			
	3	Sup	Cou	5.86	300	325	14.2	348	0.52	1.46	3HA12	
			Acc	18.81	300	325	18.5	400	1.46			
		Inf	Cou	1.24	300	325	14.2	348	0.11	0.94	3HA12	
			Acc	12.15	300	325	18.5	400	0.94			
	3 4	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.29	3HA12	
			Acc	3.72	300	325	18.5	400	0.29			
		Inf	Cou	4.46	300	325	14.2	348	0.40	0.52	3HA12	
			Acc	6.79	300	325	18.5	400	0.52			
	4	Sup	Cou	6.15	300	325	14.2	348	0.55	1.57	3HA12	
			Acc	20.18	300	325	18.5	400	1.57			
		Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	1.12	3HA12	
			Acc	14.45	300	325	18.5	400	1.12			
	4 5	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.28	3HA12	
			Acc	3.59	300	325	18.5	400	0.28			
		Inf	Cou	3.58	300	325	14.2	348	0.32	0.66	3HA12	
			Acc	8.59	300	325	18.5	400	0.66			
	5	Sup	Cou	7.65	300	325	14.2	348	0.68	2.20	3HA12	
			Acc	28.28	300	325	18.5	400	2.20			
		Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	1.34	3HA12	
			Acc	17.32	300	325	18.5	400	1.34			
	5 6	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.46	3HA12	
			Acc	5.97	300	325	18.5	400	0.46			
		Inf	Cou	5.32	300	325	14.2	348	0.47	0.74	2HA12	
			Acc	5.32	300	325	14.2	348	0.47			

			Acc	9.59	300	325	18.5	400	0.74			
	6	Sup	Cou	21.06	300	325	14.2	348	1.88	2.40	3HA12	
			Acc	30.77	300	325	18.5	400	2.40			
		Inf	Cou	11.04	300	325	14.2	348	0.98	1.50	3HA12	
			Acc	19.29	300	325	18.5	400	1.50			
	6 7	Sup	Cou	2.28	300	325	14.2	348	0.20	0.51	3HA12	
			Acc	6.62	300	325	18.5	400	0.51			
		Inf	Cou	8.43	300	325	14.2	348	0.75	0.80	3HA12	

Niveau 5

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm ²)		filantes	chapeaux
5	1	Sup	Cou	22.71	300	325	14.2	348	2.03	2.03	3HA12	
			Acc	19.56	300	325	18.5	400	1.52			
		Inf	Cou	12.70	300	325	14.2	348	1.13	1.13	3HA12	
			Acc	13.92	300	325	18.5	400	1.08			
	1 2	Sup	Cou	2.82	300	325	14.2	348	0.25	0.26	3HA12	
			Acc	3.43	300	325	18.5	400	0.26			
		Inf	Cou	8.98	300	325	14.2	348	0.80	0.80	3HA12	
			Acc	8.33	300	325	18.5	400	0.64			
	2	Sup	Cou	6.07	300	325	14.2	348	0.54	1.48	3HA12	
			Acc	19.11	300	325	18.5	400	1.48			
		Inf	Cou	2.31	300	325	14.2	348	0.20	1.03	3HA12	
			Acc	13.29	300	325	18.5	400	1.03			
	2 3	Sup	Cou	0.36	300	325	14.2	348	0.03	0.27	3HA12	
			Acc	3.51	300	325	18.5	400	0.27			
		Inf	Cou	5.02	300	325	14.2	348	0.45	0.60	3HA12	
			Acc	7.74	300	325	18.5	400	0.60			
	3	Sup	Cou	5.71	300	325	14.2	348	0.51	1.50	3HA12	
			Acc	19.29	300	325	18.5	400	1.50			
		Inf	Cou	1.11	300	325	14.2	348	0.10	0.97	3HA12	
			Acc	12.59	300	325	18.5	400	0.97			
	3 4	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.30	3HA12	
			Acc	3.88	300	325	18.5	400	0.30			
		Inf	Cou	4.45	300	325	14.2	348	0.39	0.53	3HA12	
			Acc	6.93	300	325	18.5	400	0.53			
	4	Sup	Cou	6.15	300	325	14.2	348	0.55	1.58	3HA12	
			Acc	20.39	300	325	18.5	400	1.58			
		Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	1.14	3HA12	
			Acc	14.70	300	325	18.5	400	1.14			
	4 5	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.28	3HA12	
			Acc	3.68	300	325	18.5	400	0.28			
		Inf	Cou	3.57	300	325	14.2	348	0.32	0.67	3HA12	
			Acc	8.63	300	325	18.5	400	0.67			
	5	Sup	Cou	7.33	300	325	14.2	348	0.65	2.18	3HA12	
			Acc	28.05	300	325	18.5	400	2.18			

		Inf	Cou	3.22	300	325	14.2	348	0.29	1.35	3HA12	
			Acc	17.37	300	325	18.5	400	1.35			
	5 6	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.46	3HA12	
			Acc	6.00	300	325	18.5	400	0.46			
		Inf	Cou	5.15	300	325	14.2	348	0.46	0.73	3HA12	
			Acc	9.51	300	325	18.5	400	0.73			
	6	Sup	Cou	19.65	300	325	14.2	348	1.76	2.36	3HA12	
			Acc	30.34	300	325	18.5	400	2.36			
		Inf	Cou	9.83	300	325	14.2	348	0.87	1.49	3HA12	
			Acc	19.18	300	325	18.5	400	1.49			
	6 7	Sup	Cou	1.79	300	325	14.2	348	0.16	0.51	3HA12	
			Acc	6.60	300	325	18.5	400	0.51			
		Inf	Cou	7.98	300	325	14.2	348	0.71	0.79	3HA12	
			Acc	10.26	300	325	18.5	400	0.79			

Niveau 4

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm ²)		filantes	chapeaux
4	1	Sup	Cou	20.68	300	325	14.2	348	1.85	1.85	3HA12	
			Acc	19.42	300	325	18.5	400	1.51			
		Inf	Cou	10.70	300	325	14.2	348	0.95	1.07	3HA12	
			Acc	13.79	300	325	18.5	400	1.07			
	1 2	Sup	Cou	6.75	300	325	14.2	348	0.60	0.60	3HA12	
			Acc	3.42	300	325	18.5	400	0.26			
		Inf	Cou	9.93	300	325	14.2	348	0.88	0.88	3HA12	
			Acc	8.22	300	325	18.5	400	0.63			
	2	Sup	Cou	5.80	300	325	14.2	348	0.51	1.48	3HA12	
			Acc	19.06	300	325	18.5	400	1.48			
		Inf	Cou	1.99	300	325	14.2	348	0.18	1.03	3HA12	
			Acc	13.25	300	325	18.5	400	1.03			
	2 3	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.27	3HA12	
			Acc	3.51	300	325	18.5	400	0.27			
		Inf	Cou	4.47	300	325	14.2	348	0.40	0.59	3HA12	
			Acc	7.70	300	325	18.5	400	0.59			
	3	Sup	Cou	5.54	300	325	14.2	348	0.49	1.50	3HA12	
			Acc	19.39	300	325	18.5	400	1.50			
		Inf	Cou	0.96	300	325	14.2	348	0.08	0.98	3HA12	
			Acc	12.66	300	325	18.5	400	0.98			
	3 4	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.30	3HA12	
			Acc	3.90	300	325	18.5	400	0.30			
		Inf	Cou	4.42	300	325	14.2	348	0.39	0.54	3HA12	
			Acc	6.96	300	325	18.5	400	0.54			
	4	Sup	Cou	6.16	300	325	14.2	348	0.55	1.57	3HA12	
			Acc	20.18	300	325	18.5	400	1.57			
		Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	1.12	3HA12	
			Acc	14.53	300	325	18.5	400	1.12			
	4 5	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.28	3HA12	
			Acc	3.65	300	325	18.5	400	0.28			
		Inf	Cou	3.56	300	325	14.2	348	0.32	0.66	3HA12	
			Acc	8.52	300	325	18.5	400	0.66			
	5	Sup	Cou	6.96	300	325	14.2	348	0.62	2.12	3HA12	
			Acc	27.25	300	325	18.5	400	2.12			
		Inf	Cou	2.88	300	325	14.2	348	0.26	1.31	3HA12	
			Acc	16.95	300	325	18.5	400	1.31			
	5 6	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.45	3HA12	
			Acc	5.86	300	325	18.5	400	0.45			
		Inf	Cou	5.01	300	325	14.2	348	0.44	0.71	3HA12	
			Acc	9.25	300	325	18.5	400	0.71			
	6	Sup	Cou	17.92	300	325	14.2	348	1.60	2.28	3HA12	
			Acc	29.30	300	325	18.5	400	2.28			

	6 7	Inf	Cou	8.71	300	325	14.2	348	0.77	1.44	3HA12	
			Acc	18.58	300	325	18.5	400	1.44			
		Sup	Cou	1.21	300	325	14.2	348	0.11	0.26	3HA12	
			Acc	3.39	300	325	18.5	400	0.26			
		Inf	Cou	7.42	300	325	14.2	348	0.66	0.77	3HA12	
			Acc	9.93	300	325	18.5	400	0.77			

Niveau 3

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	As (cm ²)	Amax (cm ²)	ferrailage adoptée	
											filantes	chapeaux
3	1	Sup	Cou	18.25	300	325	14.2	348	1.63	1.63	3HA12	
			Acc	18.71	300	325	18.5	400	1.45			
		Inf	Cou	8.93	300	325	14.2	348	0.79	1.01	3HA12	
			Acc	13.10	300	325	18.5	400	1.01			
	1 2	Sup	Cou	1.31	300	325	14.2	348	0.12	0.25	3HA12	
			Acc	3.24	300	325	18.5	400	0.25			
		Inf	Cou	7.54	300	325	14.2	348	0.67	0.67	3HA12	
			Acc	7.91	300	325	18.5	400	0.61			
	2	Sup	Cou	5.50	300	325	14.2	348	0.49	1.43	3HA12	
			Acc	18.45	300	325	18.5	400	1.43			
		Inf	Cou	1.62	300	325	14.2	348	0.14	0.98	3HA12	
			Acc	12.66	300	325	18.5	400	0.98			
	2 3	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.26	3HA12	
			Acc	3.33	300	325	18.5	400	0.26			
		Inf	Cou	4.83	300	325	14.2	348	0.43	0.58	3HA12	
			Acc	7.48	300	325	18.5	400	0.58			
	3	Sup	Cou	5.34	300	325	14.2	348	0.47	1.47	3HA12	
			Acc	18.94	300	325	18.5	400	1.47			
		Inf	Cou	0.78	300	325	14.2	348	0.07	0.94	3HA12	
			Acc	12.18	300	325	18.5	400	0.94			
	3 4	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.29	3HA12	
			Acc	3.75	300	325	18.5	400	0.29			
		Inf	Cou	4.39	300	325	14.2	348	0.39	0.52	3HA12	
			Acc	6.80	300	325	18.5	400	0.52			
	4	Sup	Cou	6.16	300	325	14.2	348	0.55	1.50	3HA12	
			Acc	19.40	300	325	18.5	400	1.50			
		Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	1.07	3HA12	
			Acc	13.78	300	325	18.5	400	1.07			
	4 5	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.26	3HA12	
			Acc	3.43	300	325	18.5	400	0.26			
		Inf	Cou	3.56	300	325	14.2	348	0.32	0.63	3HA12	
			Acc	8.21	300	325	18.5	400	0.63			
	5	Sup	Cou	6.96	300	325	14.2	348	0.62	2.00	3HA12	
			Acc	25.67	300	325	18.5	400	2.00			

		Inf	Cou	2.88	300	325	14.2	348	0.26	1.23	2HA12	
			Acc	15.88	300	325	18.5	400	1.23			
	5 6	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.42	2HA12	
			Acc	5.46	300	325	18.5	400	0.42			
		Inf	Cou	5.01	300	325	14.2	348	0.44	0.68	3HA12	
			Acc	8.77	300	325	18.5	400	0.68			
	6	Sup	Cou	15.86	300	325	14.2	348	1.41	2.14	3HA12	
			Acc	27.45	300	325	18.5	400	2.14			
		Inf	Cou	7.35	300	325	14.2	348	0.65	1.34	3HA12	
			Acc	17.29	300	325	18.5	400	1.34			
	6 7	Sup	Cou	0.51	300	325	14.2	348	0.05	0.46	3HA12	
			Acc	5.92	300	325	18.5	400	0.46			
		Inf	Cou	5.51	300	325	14.2	348	0.49	0.72	3HA12	
			Acc	9.36	300	325	18.5	400	0.72			

Niveau 2

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm ²)		filantes	chapeaux
2	1	Sup	Cou	15.18	300	325	14.2	348	1.35	1.35	3HA12	
			Acc	17.14	300	325	18.5	400	1.33			
		Inf	Cou	6.95	300	325	14.2	348	0.62	0.89	3HA12	
			Acc	11.56	300	325	18.5	400	0.89			
	1 2	Sup	Cou	0.26	300	325	14.2	348	0.02	0.21	3HA12	
			Acc	2.77	300	325	18.5	400	0.21			
		Inf	Cou	6.57	300	325	14.2	348	0.58	0.58	3HA12	
			Acc	7.31	300	325	18.5	400	0.56			
	2	Sup	Cou	5.10	300	325	14.2	348	0.45	1.32	3HA12	
			Acc	16.99	300	325	18.5	400	1.32			
		Inf	Cou	1.18	300	325	14.2	348	0.10	0.87	3HA12	
			Acc	11.24	300	325	18.5	400	0.87			
	2 3	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.22	3HA12	
			Acc	2.86	300	325	18.5	400	0.22			
		Inf	Cou	4.73	300	325	14.2	348	0.42	0.54	3HA12	
			Acc	6.98	300	325	18.5	400	0.54			
	3	Sup	Cou	5.06	300	325	14.2	348	0.45	1.37	3HA12	
			Acc	17.71	300	325	18.5	400	1.37			
		Inf	Cou	0.56	300	325	14.2	348	0.05	0.84	3HA12	
			Acc	10.89	300	325	18.5	400	0.84			
	3 4	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.26	3HA12	
			Acc	3.34	300	325	18.5	400	0.26			
		Inf	Cou	4.38	300	325	14.2	348	0.39	0.49	3HA12	
			Acc	6.36	300	325	18.5	400	0.49			
	4	Sup	Cou	6.15	300	325	14.2	348	0.55	1.38	3HA12	
			Acc	17.78	300	325	18.5	400	1.38			

		Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.95	3HA12	
			Acc	12.23	300	325	18.5	400	0.95			
	4 5	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.22	3HA12	
			Acc	2.92	300	325	18.5	400	0.22			
		Inf	Cou	3.52	300	325	14.2	348	0.31	0.59	3HA12	
			Acc	7.64	300	325	18.5	400	0.59			
	5	Sup	Cou	6.07	300	325	14.2	348	0.54	1.78	3HA12	
			Acc	22.93	300	325	18.5	400	1.78			
		Inf	Cou	2.07	300	325	14.2	348	0.18	1.07	3HA12	
			Acc	13.84	300	325	18.5	400	1.07			
	5 6	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.36	3HA12	
			Acc	4.71	300	325	18.5	400	0.36			
		Inf	Cou	4.88	300	325	14.2	348	0.43	0.61	3HA12	
			Acc	7.94	300	325	18.5	400	0.61			
	6	Sup	Cou	13.25	300	325	14.2	348	1.18	1.89	3HA12	
			Acc	24.37	300	325	18.5	400	1.89			
		Inf	Cou	5.67	300	325	14.2	348	0.50	1.16	3HA12	
			Acc	14.99	300	325	18.5	400	1.16			
	6 7	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.39	3HA12	
			Acc	5.08	300	325	18.5	400	0.39			
		Inf	Cou	5.93	300	325	14.2	348	0.53	0.65	3HA12	
			Acc	8.42	300	325	18.5	400	0.65			

Niveau 1

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σs (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm2)		filantes	chapeaux
1	1	Sup	Cou	12.55	300	325	14.2	348	1.12	1.21	3HA12	
			Acc	15.59	300	325	18.5	400	1.21			
		Inf	Cou	5.11	300	325	14.2	348	0.45	0.76	3HA12	
			Acc	9.80	300	325	18.5	400	0.76			
	1 2	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.18	3HA12	
			Acc	2.33	300	325	18.5	400	0.18			
		Inf	Cou	5.62	300	325	14.2	348	0.50	0.51	3HA12	
			Acc	6.59	300	325	18.5	400	0.51			
	2	Sup	Cou	0.81	300	325	14.2	348	0.07	1.20	3HA12	
			Acc	15.46	300	325	18.5	400	1.20			
		Inf	Cou	5.15	300	325	14.2	348	0.46	0.74	3HA12	
			Acc	9.58	300	325	18.5	400	0.74			
	2 3	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.18	3HA12	
			Acc	2.37	300	325	18.5	400	0.18			
		Inf	Cou	4.49	300	325	14.2	348	0.40	0.49	3HA12	
			Acc	6.36	300	325	18.5	400	0.49			
	3	Sup	Cou	0.38	300	325	14.2	348	0.03	1.24	3HA12	
			Acc	16.00	300	325	18.5	400	1.24			
		Inf	Cou	5.07	300	325	14.2	348	0.45	0.72	3HA12	

			Acc	9.35	300	325	18.5	400	0.72			
	3 4	Sup	Cou	4.26	300	325	14.2	348	0.38	0.38	3HA12	
			Acc	2.74	300	325	18.5	400	0.21			
		Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.46	3HA12	
			Acc	5.93	300	325	18.5	400	0.46			
	4	Sup	Cou	5.88	300	325	14.2	348	0.52	1.24	3HA12	
			Acc	16.04	300	325	18.5	400	1.24			
		Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.80	3HA12	
			Acc	10.30	300	325	18.5	400	0.80			
	4 5	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.19	3HA12	
			Acc	2.43	300	325	18.5	400	0.19			
		Inf	Cou	3.66	300	325	14.2	348	0.32	0.53	3HA12	
			Acc	6.82	300	325	18.5	400	0.53			
	5	Sup	Cou	5.83	300	325	14.2	348	0.52	1.55	3HA12	
			Acc	19.92	300	325	18.5	400	1.55			
		Inf	Cou	1.45	300	325	14.2	348	0.13	0.89	3HA12	
			Acc	11.53	300	325	18.5	400	0.89			
	5 6	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.29	3HA12	
			Acc	3.73	300	325	18.5	400	0.29			
		Inf	Cou	4.60	300	325	14.2	348	0.41	0.55	3HA12	
			Acc	7.10	300	325	18.5	400	0.55			
	6	Sup	Cou	11.10	300	325	14.2	348	0.99	1.63	3HA12	
			Acc	21.00	300	325	18.5	400	1.63			
		Inf	Cou	4.16	300	325	14.2	348	0.37	0.96	3HA12	
			Acc	12.39	300	325	18.5	400	0.96			
	6 7	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.31	3HA12	
			Acc	4.01	300	325	18.5	400	0.31			
		Inf	Cou	5.15	300	325	14.2	348	0.46	0.58	3HA12	
			Acc	7.46	300	325	18.5	400	0.58			

RDC

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm ²)		filantes	chapeaux
RDC	1	Sup	Cou	9.22	300	325	14.2	348	0.82	0.99	3HA12	
			Acc	12.75	300	325	18.5	400	0.99			
		Inf	Cou	2.38	300	325	14.2	348	0.21	0.49	3HA12	
			Acc	6.37	300	325	18.5	400	0.49			
	1 2	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.09	3HA12	
			Acc	1.13	300	325	18.5	400	0.09			
		Inf	Cou	5.22	300	325	14.2	348	0.46	0.46	3HA12	
			Acc	5.93	300	325	18.5	400	0.46			
	2	Sup	Cou	6.01	300	325	14.2	348	0.53	1.01	3HA12	
			Acc	13.01	300	325	18.5	400	1.01			
		Inf	Cou	0.68	300	325	14.2	348	0.06	0.49	3HA12	

			Acc	6.32	300	325	18.5	400	0.49			
2 3	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.09	3HA12		
		Acc	1.23	300	325	18.5	400	0.09				
	Inf	Cou	5.48	300	325	14.2	348	0.49	0.49	3HA12		
		Acc	5.90	300	325	18.5	400	0.45				
3	Sup	Cou	6.38	300	325	14.2	348	0.57	1.06	3HA12		
		Acc	13.67	300	325	18.5	400	1.06				
	Inf	Cou	0.77	300	325	14.2	348	0.07	0.45	3HA12		
		Acc	5.80	300	325	18.5	400	0.45				
3 4	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.13	3HA12		
		Acc	1.74	300	325	18.5	400	0.13				
	Inf	Cou	5.38	300	325	14.2	348	0.48	0.48	3HA12		
		Acc	4.98	300	325	18.5	400	0.38				
4	Sup	Cou	7.36	300	325	14.2	348	0.65	1.00	3HA12		
		Acc	12.95	300	325	18.5	400	1.00				
	Inf	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.52	3HA12		
		Acc	6.78	300	325	18.5	400	0.52				
4 5	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.09	3HA12		
		Acc	1.12	300	325	18.5	400	0.09				
	Inf	Cou	4.19	300	325	14.2	348	0.37	0.49	3HA12		
		Acc	6.29	300	325	18.5	400	0.49				
5	Sup	Cou	6.31	300	325	14.2	348	0.56	1.15	3HA12		
		Acc	14.82	300	325	18.5	400	1.15				
	Inf	Cou	1.44	300	325	14.2	348	0.13	0.54	3HA12		
		Acc	7.02	300	325	18.5	400	0.54				
5 6	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.16	3HA12		
		Acc	2.13	300	325	18.5	400	0.16				
	Inf	Cou	5.82	300	325	14.2	348	0.52	0.52	3HA12		
		Acc	5.84	300	325	18.5	400	0.45				
6	Sup	Cou	8.31	300	325	14.2	348	0.74	1.20	3HA12		
		Acc	15.49	300	325	18.5	400	1.20				
	Inf	Cou	1.77	300	325	14.2	348	0.16	0.58	3HA12		
		Acc	7.55	300	325	18.5	400	0.58				
6 7	Sup	Cou	0.00	300	325	14.2	348	0.00	0.18	3HA12		
		Acc	2.30	300	325	18.5	400	0.18				
	Inf	Cou	5.21	300	325	14.2	348	0.46	0.47	3HA12		
		Acc	6.08	300	325	18.5	400	0.47				

C .ferrailage des poutres de chainages ,du coté de fille -A-

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm2)		filantes	chapeaux
1 à 9	2	Sup	Cou	9.90	250	275	14.2	348	1.04	1.04		
			Acc	7.37	250	275	18.5	400	0.67		2HA 12	
		Inf	Cou	6.93	250	275	14.2	348	0.73	0.73		
			Acc	3.76	250	275	18.5	400	0.34		2HA 12	
	2.3	Sup	Cou	0.00	250	275	14.2	348	0.00	1.56		
			Acc	16.91	250	275	18.5	400	1.56		2HA 12	
		Inf	Cou	0.00	250	275	14.2	348	0.00	1.22		
			Acc	13.24	250	275	18.5	400	1.22		2HA 12	
	3	Sup	Cou	9.90	250	275	14.2	348	1.04	1.04		
			Acc	7.37	250	275	18.5	400	0.67		2HA 12	
		Inf	Cou	6.93	250	275	14.2	348	0.73	0.73		
			Acc	3.76	250	275	18.5	400	0.34		2HA 12	
	3.4	Sup	Cou	0.00	250	275	14.2	348	0.00	0.00		
			Acc	0.00	250	275	18.5	400	0.00		2HA 12	
		Inf	Cou	17.32	250	275	14.2	348	1.84	1.84		
			Acc	12.81	250	275	18.5	400	1.18		2HA 12	
	4	Sup	Cou	15.33	250	275	14.2	348	1.63	1.63		
			Acc	11.37	250	275	18.5	400	1.04		2HA 12	
		Inf	Cou	1.31	250	275	14.2	348	0.14	0.14		
			Acc	0.55	250	275	18.5	400	0.05		2HA 12	
	5	Sup	Cou	15.05	250	275	14.2	348	1.60	1.60		
			Acc	11.15	250	275	18.5	400	1.02		2HA 12	
		Inf	Cou	4.05	250	275	14.2	348	0.42	0.42		
			Acc	2.05	250	275	18.5	400	0.19		2HA 12	
	5.6	Sup	Cou	0.00	250	275	14.2	348	0.00	0.00		
			Acc	0.00	250	275	18.5	400	0.00		2HA 12	
		Inf	Cou	19.24	250	275	14.2	348	2.05	2.05		
			Acc	14.22	250	275	18.5	400	1.31		2HA 12	

Du coté de fille –F-

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	As	Amax	ferrailage adoptée	
									(cm ²)		filantes	chapeaux
1 à 9	E	Sup	Cou	24.61	250	275	14.2	348	0.13	0.19	2HA12	
			Acc	21.84	250	275	18.5	400	0.19			
		Inf	Cou	14.48	250	275	14.2	348	0.29	0.29	2HA12	
			Acc	8.52	250	275	18.5	400	0.12			
	E-F	Sup	Cou	0.00	250	275	14.2	348	0.24	0.43	2HA12	
			Acc	0.00	250	275	18.5	400	0.43			
		Inf	Cou	23.01	250	275	14.2	348	0.33	0.38	2HA12	
			Acc	18.77	250	275	18.5	400	0.38			
	F	Sup	Cou	24.61	250	275	14.2	348	1.46	1.68	2HA12	
			Acc	21.84	250	275	18.5	400	1.68			
		Inf	Cou	14.48	250	275	14.2	348	0.00	0.50	2HA12	
			Acc	8.52	250	275	18.5	400	0.50			
	F-G	Sup	Cou	0.00	250	275	14.2	348	0.03	0.52	2HA12	
			Acc	0.00	250	275	18.5	400	0.52			
		Inf	Cou	24.65	250	275	14.2	348	0.72	0.72	2HA12	
			Acc	19.15	250	275	18.5	400	0.67			
	G	Sup	Cou	18.45	250	275	14.2	348	0.19	0.35	2HA12	
			Acc	8.52	250	275	18.5	400	0.35			
		Inf	Cou	13.86	250	275	14.2	348	0.66	0.66	2HA12	
			Acc	8.40	250	275	18.5	400	0.46			

4. Vérifications des poutres à l'ELU

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 :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 0.3 \times 0.375 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}}$$

• poutres secondaires :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 0.3 \times 0.325 \times \frac{2.1}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}}$$

La condition de non fragilité est vérifiée

4.2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1 /BAEL91 modifiées 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\text{Pour la fissuration non préjudiciables : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

• Pour les poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{126.3 \times 10^3}{300 \times 375} = 1.12 \text{ Mpa}$$

On a :

$$t_u \leq \bar{t}_u$$

• Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{80 \times 10^3}{300 \times 325} = 10.82 \text{ Mpa}$$

On :

$$t_u \leq \bar{t}_u$$

Les contraintes sont vérifiées

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

(BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de

l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$\text{D'où } A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\emptyset \text{ Poutres principales : } 126.3 - \frac{108.02}{0.9 \times 0.375} = -193.75 < 0$$

$$\emptyset \text{ Poutres secondaires : } 80 - \frac{47.12}{0.9 \times 0.325} = -81.09 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

4.4. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

(Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées 99)

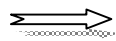
$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{g_b}$$

• Poutres principales :

$$T_u = 126.3 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.375 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 675 \text{ kN}$$

▪ Poutres secondaires :

$$T_u = 80 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.325 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 585 \text{ kN}$$



Les contraintes sont vérifiées

4.5. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton

(BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)

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

$$\bar{t}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

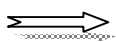
$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Ø Poutres principales :

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{12630}{0.9 \times 375 \times 113.04} = 0.33 \text{ MPa}$$

Ø Poutres secondaires :

$$t_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{80000}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 2.91 \text{ MPa}$$



La contrainte d'adhérence est vérifiée.

4.6. Calcul de la longueur de scellement des barres

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,23)

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{f f_e}{4 \times t_{su}} \quad \text{Avec} \quad t_{su} = 0.6 \gamma^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

ü Pour $\Phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 21.

ü Pour $\Phi 12$: $l_a = 16.93 \text{ cm}$.

Ø Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) = \min(10; 30; 12)$$

Soit $f_t = 8 \text{ mm}$.

On choisira un cadre + un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Ø Calcul des espacements :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales $S_t = 10\text{cm}$

- Poutre secondaire $S_t = 8\text{cm}$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales $S_t = 17\text{cm}$

- Poutre secondaire $S_t = 15\text{cm}$

. Vérifications à l'ELS

5.1. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

5.2. Etat limite de déformation du béton en compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$S_{bc} = \sigma_s / K \leq \bar{S}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad r_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K .

La contrainte dans l'acier est
$$S_s = \frac{M_s}{b_1 d A}$$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Niveau	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρ_1	β_1	K	S_s	σ_{bc}	\bar{S}_{bc}	Observation
10	33.93	3.39	0.301	0.913	42.47	292.33	6.88	15	vérifiée
9	30.4	3.39	0.301	0.913	42.47	261.92	6.16		
8	29.52	3.39	0.301	0.913	42.47	254.33	5.98		
7	28.78	3.39	0.301	0.913	42.47	247.96	5.83		
6	27.67	3.39	0.301	0.913	42.47	238.40	5.61		
5	26.32	3.39	0.301	0.913	42.47	226.76	5.33		
4	24.68	3.39	0.301	0.913	42.47	212.63	5		
3	22.73	3.39	0.301	0.913	42.47	195.83	4.61		
2	6.66	3.39	0.301	0.913	42.47	57.38	1.35		
1	6.63	3.39	0.301	0.913	42.47	57.12	1.34		

Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Niveau	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρ_1	β_1	K	S_s	σ_{bc}	\bar{S}_{bc}	Observation
10	17.43	3.39	0.301	0.913	42.47	150.17	3.53	15	vérifiée
9	19.22	3.39	0.301	0.913	42.47	165.59	3.89		
8	18.63	3.39	0.301	0.913	42.47	160.51	3.77		
7	18.18	3.39	0.301	0.913	42.47	156.63	3.68		
6	17.54	3.39	0.301	0.913	42.47	151.12	3.55		
5	16.75	3.39	0.301	0.913	42.47	144.31	3.39		
4	15.79	3.39	0.301	0.913	42.47	136.04	3.20		
3	15.36	3.39	0.301	0.913	42.47	132.33	3.11		
2	15.38	3.39	0.301	0.913	42.47	132.51	3.12		
1	19.87	3.39	0.301	0.913	42.47	171.19	4.03		

Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

Niveau	M_{smax} (KN.m)	A_s ELU	ρ_1	β_1	K	S_s	σ_{bc}	\bar{S}_{bc}	Observation
10	15.35	3.39	0.301	0.913	42.47	152.6	3.59	15	vérifiée
9	20.08	3.39	0.301	0.913	42.47	199.62	4.70		
8	18.48	3.39	0.301	0.913	42.47	183.71	4.32		
7	17.72	3.39	0.301	0.913	42.47	176.16	4.14		
6	16.5	3.39	0.301	0.913	42.47	164.03	3.86		
5	15.02	3.39	0.301	0.913	42.47	149.31	3.51		
4	13.25	3.39	0.301	0.913	42.47	131.72	3.10		
3	11.02	3.39	0.301	0.913	42.47	109.55	2.57		
2	9.1	3.39	0.301	0.913	42.47	90.46	2.12		
1	6.66	3.39	0.301	0.913	42.47	66.20	1.55		

Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS.

Niveau	M _{smax} (KN.m)	A _s ELU	ρ ₁	β ₁	K	S _s	σ _{bc}	\overline{S}_{bc}	Observation
10	6.22	3.39	0.301	0.913	42.47	61.83	1.45	15	vérifiée
9	7.64	3.39	0.301	0.913	42.47	75.95	1.78		
8	7.18	3.39	0.301	0.913	42.47	71.37	1.68		
7	6.92	3.39	0.301	0.913	42.47	68.79	1.61		
6	6.53	3.39	0.301	0.913	42.47	64.91	1.52		
5	6.05	3.39	0.301	0.913	42.47	60.14	1.41		
4	5.48	3.39	0.301	0.913	42.47	54.47	1.28		
3	4.77	3.39	0.301	0.913	42.47	47.42	1.11		
2	4.08	3.39	0.301	0.913	42.47	40.56	0.95		
1	4.17	3.39	0.301	0.913	42.47	41.47	0.97		

5.3. Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

Ø Calcul de la flèche**Sens (xx) :**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS $\Rightarrow f = 0.049\text{cm}$

$$f = 0.049\text{cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{400} = \frac{340}{400} = 0.85 \text{ cm}$$

Sens (yy) :

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS $\Rightarrow f = 0.022\text{cm}$

$$f = 0.022 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{400} = \frac{340}{400} = 0.85 \text{ cm}$$

Conclusion : la flèche est vérifiée.

Introduction

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- § effort normal maximal et le moment correspondant.
- § effort normal minimal et le moment correspondant.
- § moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- § $1,35G+1,5Q$; $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

1. Recommandations du RPA : (zone IIa)

A. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- § Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- § La longueur minimale de recouvrement est de $40f$ (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 ferrailés 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**) :

- § Poteau (45x45) : $A_{min}=0,008\times 45\times 45 = 16.2\text{cm}^2$
- § Poteau (35x45) : $A_{min}=0,008\times 35\times 45 = 12.6\text{cm}^2$
- § Poteau (35x35) : $A_{min}=0,008\times 35\times 35 = 9.8\text{cm}^2$

§ Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Zone courante sera de 4% x b x h

- § Poteau (45x45) : $A_{max}=0.04\times 45\times 45 = 81\text{cm}^2$
- § Poteau (35x45) : $A_{max}=0.04\times 35\times 45 = 63\text{cm}^2$
- § Poteau (35x35) : $A_{max}=0.04\times 35\times 35 = 49\text{cm}^2$

Zone de recouvrement sera de 6% x b x h

- § Poteau (45x45) : $A_{max}=0.06\times 45\times 45 = 121,5\text{cm}^2$
- § Poteau (35x45) : $A_{max}=0.06\times 35\times 45 = 94.5\text{cm}^2$
- § Poteau (35x35) : $A_{max}=0.06\times 35\times 35 = 73,5\text{cm}^2$

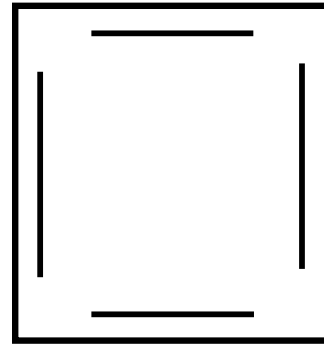
2. Conventions

§ Efforts normaux :

N > 0 : compression

N < 0 : traction

§ Ferraillage

As_x: armatures dans le sens xx.As_y: armatures suivant le sens yy.

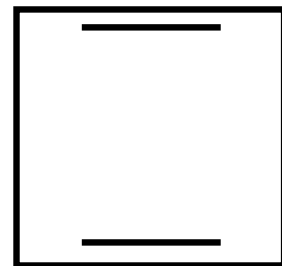
3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

A. Section entièrement tendus :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

A_{st sup} et A_{st inf} seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_t = A_{st \sup} \times \sigma_{st} + A_{st \inf} \times \sigma_{st} \\ A_{st \sup} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t \left(\frac{h}{2} - c - e_u \right) = 0. \end{cases}$$



B. Section partiellement comprimée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad (A)$$

Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{moment fictif}$$

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée.(SSA)Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA)donc il faut calculer A_l et A'_l.

$$m_l = 0.392.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{b d \sigma_s}$$

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 $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

C. Section entièrement comprimée :

On dit que une section est entièrement comprimée lorsque l'inégalité (A) n'est pas vérifiée. il y a deux cas possible de 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.

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A_s'$$

§ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures dans la zone comprimée.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0. \text{ Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés par le tableau suivant :

4. Ferrailage des poteaux

Niv	Section (cm ²)	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
9	35 x 35	XX	Cou	1	236.9	41.31	SPC	0	0.61	4HA14+4HA12
				2	12.2	0.27	SPC	0	0	
				3	222.3	59.36	SPC	0	2.79	
			Acc	1	181.6	17.46	SPC	0	0	
				2	-26.3	1.44	SET	0.20	0.45	
				3	170.8	56.62	SPC	0	2.55	
		yy	Cou	1	236.9	2.11	SPC	0	0	
				2	12.2	0.37	SPC	0	0	
				3	79.7	61.3	SPC	0	4.06	
			Acc	1	181.6	9.51	SPC	0	0	
				2	26.3	11.66	SPC	0	0	
				3	47.4	55	SPC	0	3.91	
8	35 x 35	XX	Cou	1	429	24.81	SPC	0	0	4HA14+4HA12
				2	52.7	0	SPC	0	0	
				3	165.3	29.66	SPC	0	0.36	
			Acc	1	329.4	11.29	SPC	0	0	
				2	-33.4	1.03	SET	0.33	0.51	
				3	141.1	42.88	SPC	0	1.68	
		yy	Cou	1	429	1.9	SPC	0	0	
				2	52.7	14.4	SPC	0	0.51	
				3	167.2	52.52	SPC	0	2.73	
			Acc	1	329.4	7.9	SPC	0	0	
				2	-33.4	3	SET	0.16	0.68	
				3	145.6	67.16	SPC	0	3.81	
7	35 x 35	XX	Cou	1	624.5	27.54	SPC	0	0	4HA14+4HA12
				2	87	0.03	SPC	0	0	
				3	594.7	29.6	SPC	0	0	
			Acc	1	481.1	12.74	SPC	0	0	
				2	-27	1.32	SET	0.22	0.45	
				3	211.2	44.06	SPC	0	0.94	
		yy	Cou	1	624.5	1.79	SPC	0	0	
				2	87	19.12	SPC	0	0.45	
				3	243.7	51.54	SPC	0	0.64	
			Acc	1	481.1	8.41	SPC	0	0	
				2	-27	4.53	SET	0	0.72	
				3	217.1	70.87	SPC	0	3.33	

Niv	Section (cm ²)	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
6	35 x 35	XX	Cou	1	820.3	26.37	SPC	0	0	4HA14+4HA12
				2	120.1	0.03	SPC	0	0	
				3	318.4	27.7	SPC	0	0	
			Acc	1	633.2	11.65	SPC	0	0	
				2	-17.4	1.42	SET	0.1	0.34	
				3	285.3	43.55	SPC	0	0.01	
		yy	Cou	1	820.3	1.62	SPC	0	0	
				2	120.1	17.49	SPC	0	0	
				3	323.7	48.29	SPC	0	0.29	
			Acc	1	633.2	8.66	SPC	0	0	
				2	-17.4	3.74	SET	0	0.53	
				3	300.5	72.22	SPC	0	2.54	
5	35 x 35	XX	Cou	1	1017.2	25.94	SPC	0	0	4HA14+4HA12
				2	152.6	0.08	SPC	0	0	
				3	966	26.17	SPC	0	0	
			Acc	1	1017.2	1.4	SPC	0	0	
				2	152.6	17.09	SPC	0	0	
				3	408.4	44.37	SPC	0	0	
		yy	Cou	1	786.2	11.18	SPC	0	0	
				2	-22.9	1.42	SET	0.19	0.47	
				3	364	42.36	SPC	0	0	
			Acc	1	786.2	0.46	SPC	0	0	
				2	-22.9	0.35	SET	0.26	0.32	
				3	399.6	72.53	SPC	0	1.52	
4	35 x 35	XX	Cou	1	1215.4	24.93	SPC	0	0	4HA14+4HA12
				2	184.4	0.13	SPC	0	0	
				3	1215.4	24.93	SPC	0	0	
			Acc	1	939.7	10.51	SPC	0	0	
				2	-55.4	1.32	SET	0.58	0.81	
				3	447.6	39.97	SPC	0	0	
		yy	Cou	1	1215.4	1.15	SPC	0	0	
				2	184.4	16.17	SPC	0	0	
				3	499.3	39.3	SPC	0	0	
			Acc	1	939.7	8.59	SPC	0	0	
				2	-55.4	3.21	SET	0.42	0.97	
				3	515.9	70.79	SPC	0	0.18	

Niv	Section (cm ²)	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
3	35 x 45	XX	Cou	1	1414.9	25.67	SPC	0	0	4HA16+4HA14
				2	215.7	0.18	SPC	0	0	
				3	1414.9	25.67	SPC	0	0	
			Acc	1	1093.6	11.27	SPC	0	0	
				2	-113.6	1.13	SET	1.35	1.49	
				3	535.6	37.12	SPC	0	0	
		yy	Cou	1	1414.9	0.9	SPC	0	0	
				2	215.7	15.23	SPC	0	0	
				3	599	33.39	SPC	0	0	
			Acc	1	1093.6	8.12	SPC	0	0	
				2	-113.6	3.07	SET	1.22	1.62	
				3	649.3	67.14	SPC	0	0	
2	35 x 45	XX	Cou	1	1616.3	17.05	SPC	0	0	4HA16+4HA14
				2	247.6	0.28	SPC	0	0	
				3	1601.7	18.68	SPC	0	0	
			Acc	1	1247.8	6.21	SPC	0	0	
				2	-195.6	0.85	SET	2.39	2.50	
				3	628.5	26.67	SPC	0	0	
		yy	Cou	1	1616.3	0.54	SPC	0	0	
				2	247.6	13.52	SPC	0	0	
				3	711.1	23.28	SPC	0	0	
			Acc	1	1247.8	6.96	SPC	0	0	
				2	-195.6	2.93	SET	2.26	2.63	
				3	798.8	55.15	SPC	0	0	
1	45 x 45	XX	Cou	1	1821.9	40.93	SPC	0	0	4HA20+4HA16
				2	334.9	0.57	SPC	0	0	
				3	1821.9	40.93	SPC	0	0	
			Acc	1	1404.2	21.1	SPC	0	0	
				2	-331.9	1.45	SET	4.06	4.24	
				3	729.2	39.82	SPC	0	0	
		yy	Cou	1	1821.9	0.42	SPC	0	0	
				2	334.9	15.52	SPC	0	0	
				3	1821.9	34.67	SPC	0	0	
			Acc	1	1404.2	7.39	SPC	0	0	
				2	-331.9	3.89	SET	3.90	4.40	
				3	968.1	58.84	SPC	0	0	

Niv	Section (cm ²)	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
rdc	45 x 45	xx	Cou	1	2094.2	10.33	SPC	0	0	4HA20+4HA16
				2	377.3	0.68	SPC	0	0	
				3	2065.5	21.66	SPC	0	0	
			Acc	1	1605.7	0.06	SPC	0	0	
				2	-501.3	1.95	SPC	7.05	7.36	
				3	1135.9	18.11	SPC	0	0	
		yy	Cou	1	2094.2	0.21	SPC	0	0	
				2	377.3	12.42	SPC	0	0	
				3	1553	18.58	SPC	0	0	
			Acc	1	1605.7	4.64	SPC	0	0	
				2	-501.3	3.38	SET	6.05	6.48	
				3	1171.9	22.68	SPC	0	0	

5. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

§ Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

§ Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

5.1. Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

f_l : Diamètre max des armatures longitudinales.(Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrés par deux cadres en f_8 .

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

5.2. Calcul des espacements :

§ L'espacement des armatures transversales

(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min \{ 15\phi_l^{\min}, 40\text{cm}, (a+10)\text{cm} \} = \min \{ 15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; 35 + 10 \}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec a: est la petite dimension du poteau.

Soit $S = 15 \text{ cm}$

§ Les recommandations du RPA 99 (Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de

la formule :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_l : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Remarque :

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

§ **Élancement géométrique du poteau :**

$$l = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,707 L_0$).

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

L_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau [(b-c) x (h-c')].

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3/12$) par rapport à l'axe faible.

$l = \frac{L_f}{i}$: Élancement du poteau.

$$\lambda = L_f/i_{\min} \quad \text{tel que : } i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} = 0.142$$

Donc

$$l = \frac{0,707L_0}{i} = \frac{3.181}{0,142}$$

$$l = 22.4$$

l est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_a sera pris égal à **2,50**.

La section d'armatures transversale est égal à $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 46 \text{ kN}$.

§ **Application numérique :**

$$t = \frac{A_t \times h_l \times f_e}{\rho \times V_u} = \frac{201 \times 450 \times 400}{2,5 \times 46 \times 10^3} = 31,4 \text{ cm}$$

5.3. Espacement maximal des armatures transversales :

(Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

§ En zone nodale

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_l^{\min}, 15 \text{ cm}) < (12\text{cm}, 15\text{cm})$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

§ En zone courante

$$S_t' \leq 15 \varnothing_l^{\min} < 18 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

5.4. Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :

Pour $l_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$$

Poteaux RDC et 1:

$$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \clubsuit \text{condition vérifiée}$$

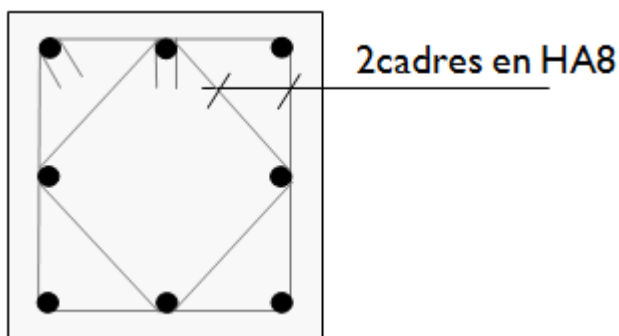
Poteaux 2 et 3 :

$$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \clubsuit \text{condition vérifiée}$$

Poteaux 4 au 9:

$$A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \clubsuit \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 8 barres

Les crochets ont une longueur de 8cm.

6. Vérifications à l'ELS

6.1. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **x-x** et **y-y**.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

• Vérification d'une section entièrement comprimée :

§ On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$

§ On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

§ On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15[A'_s (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

• Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

Avec

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q), u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

- Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_2^1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right)$

2) $y_2^2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$

3) $y_2^3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2 \right]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Sens y-y:

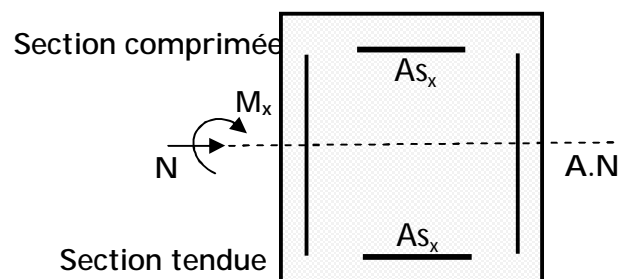
La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $AS_{2\text{adopté}}$.

Aciers comprimés : $AS_{2\text{adopté}}$.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.



σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Remarque

Le même raisonnement sera suivi pour le sens x-x.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niv	Section [cm ²]	Sens	N [kN]	M [kN.m]	As [cm ²]	σ_{bs} [MPa]	σ_{ss} [MPa]	σ_{bi} [MPa]	σ_{si} [MPa]	obs
4 au 9	35x35	xx	888.8	18.5	10.67	8.7	125.2	72.1	4.4	CV
			0.89	0.19		0	0.5	-0.7	0	
			163.3	44		8.7	101	-188.9	0	
		yy	888.8	0.82		6.7	99.8	97.5	6.5	
			0.89	0.28		0.1	1.4	0.6	0	
			58.7	46.48		9	92.9	-313.6	0	
2 et 3	35x45	xx	1181.7	12.65	14.19	7.6	113	90.5	5.9	CV
			158.2	0.13		0.9	13.7	13.5	0.9	
			1034.5	19.05		7.2	106	72.2	4.6	
		yy	1181.7	0.38		6.8	102.1	101.4	6.8	
			158.2	11.08		0	-91.2	-193.4	0	
			438	24.27		4.2	59.3	16.2	0.9	
1 et RDC	45x45	xx	1528.7	7.69	20.6	7.2	106.7	96.3	6.4	CV
			245.7	0.42		1.1	16.6	16	1.1	
			1331.9	30.42		7.5	109.1	67.8	4.3	
		yy	1528.7	0.15		6.8	101.6	101.4	6.8	
			245.7	11.27		1.7	24	8.7	0.5	
			979.3	25.74		5.7	82.5	47.5	3	

Conclusion

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

7. Vérification contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0,075**.

$$\bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ Mpa.}$$

- **Poteaux RDC et 1 (45x45) :**

§ Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{14.8 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,078 \text{ MPa}$$

§ Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{10.8 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,057 \text{ MPa}$$

- **Poteaux niveaux 2 et 3 (35x45) :**

§ Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{16.4 \times 10^3}{350 \times 420} = 0,111 \text{ MPa}$$

§ Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{12.5 \times 10^3}{350 \times 420} = 0.085 \text{ MPa}$$

- **Poteaux niveaux 4 à 9 (35x35) :**

§ Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{33.5 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.299 \text{ MPa}$$

§ Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{27 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,241 \text{ MPa}$$

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

8. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifiée 99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Niv	Section [cm ²]	Sens	N [kN]	M [kN.m]	e _s [m]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	Obs
4 au 9	35x35	xx	888.8	18.5	0.02	4.33	10.67	CV
			0.89	0.19	0.213	0.59	10.67	
			163.3	44	0.269	0.79	10.67	
		yy	888.8	0.82	0.0009	3.35	10.67	
			0.89	0.28	0.314	0.89	10.67	
			58.7	46.48	0.79	1.19	10.67	
2 et 3	35x45	xx	1181.7	12.65	0.01	4.13	14.19	CV
			158.2	0.13	0.0008	4.39	14.19	
			1034.5	19.05	0.018	4.36	14.19	
		yy	1181.7	0.38	0.0003	4.37	14.19	
			158.2	11.08	0.07	4.36	14.19	
			438	24.27	0.05	9.04	14.19	
RDC et 1	45x45	xx	1528.7	7.69	0.005	5.84	20.6	CV
			245.7	0.42	0.001	7.14	20.6	
			1331.9	30.42	0.022	6.92	20.6	
		yy	1528.7	0.15	0.00009	5.61	20.6	
			245.7	11.27	0.045	10.19	20.6	
			979.3	25.74	0.026	7.28	20.6	

Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues 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).

A.Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

- **Découpage du diagramme en bandes (d) : des contraintes en bandes de largeur (d):**

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

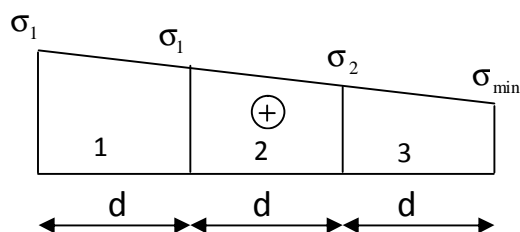
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

§ Section entièrement comprimée exemple avec 3 bandes

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec

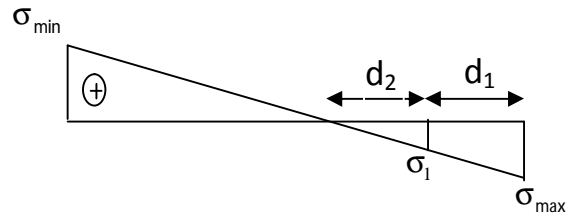


e : épaisseur du voile.

§ Section partiellement comprimée

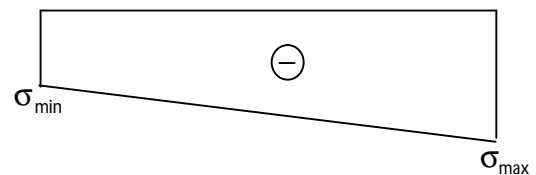
$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$



§ Section entièrement tendue

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L \times e$$



B. Armatures verticales

§ Section entièrement comprimée pour une bande i :

$$A_{V_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18,48$ Mpa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14,20$ Mpa

§ Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :

$$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa

C. Armatures minimales**§ Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

§ Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003).}$$

B : section du tronçon considéré

§ Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)

$$A_{\min} \geq 0.002 B$$

Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003)

D. Armatures horizontales

- **Exigence du RPA :** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

§ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10f$.

§ $A_H > 0,15\% \times B$

§ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

§ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

E.Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :(Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0,15\% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0,10\% B$

F.Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

G.Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

H.Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{30\text{cm}, 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

I.Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

J. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VIII.2. Vérification

A. Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

B. Vérification de la contrainte de cisaillement

- **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_u$$

Avec

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL** (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1, 211/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

C. Exemple de calcul : (zone 1 voile V_{x1})

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{x1} de longueur $L = 3.4\text{m}$ (RDC) et d'épaisseur $e = 0.25\text{m}$.

$$\sigma_{\max} = 4286.7 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Traction})$$

$$\sigma_{\min} = -1800.8 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Compression})$$

- **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 :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Avec :

L_c : longueur comprimée.

L : longueur du voile.

A.N :

$$L_c = \frac{4286.7}{4286.7 + 1800.8} \times 3.4 = 2.39\text{m}$$

Donc : $L_c = 2.39\text{m}$

$L_t = 1.01\text{m}$

- **Détermination de la longueur de la bande « d » :**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d \leq \min \left(\frac{4.5}{2} ; \frac{2}{3} \times 2.39 \right) = 1.59\text{m}$$

On opte pour $B = 0.85\text{m}$ donné par le maillage en 4 parties

§ bande 1 de longueur d_1 (bande extrême)

§ bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

D.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 $\sigma_{com} = 6806.8 \text{ kN/m}^2$, le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression

Donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferrailés avec le ferraillage minimum.

- **Calcul de la section d'acier**

Bande 1 :

$$\sigma_t = 1800.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 900.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{On a : } d_1 = d = 0.503 \text{ m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_t + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = 169.802 \text{ kN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{169.802 \times 10^3}{400 \times 100}$$

$$\text{Donc : } A_{v1} = 4.24 \text{ cm}^2$$

Bande 2

$$\sigma_1 = 900.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{On a : } d_2 = 0.503 \text{ m}$$

$$e = 0.25 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d_2 \times e = 56.601 \text{ kN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{56.601 \times 10^3}{400 \times 100}$$

$$\text{Donc : } A_{v2} = 1.415 \text{ cm}^2$$

§ 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 (B=0,85 m) devrait être ferrailée avec une section d'armature supérieur à:

$$A_{\min} = 0.002 \times 50.3 \times 25 = 2.514 \text{ cm}^2$$

§ Section d'acier /nappe /bande :

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = 2.534 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{\min}}{2} = 1.257 \text{ cm}^2$$

- **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \text{ avec } \bar{V} = 1,4 V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 205.6 \times 10}{400} = 7.91 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

- **Armature total :**

$$\text{Bande 1 : } A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 3.11 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } \mathbf{4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Bande 2 : } A_{\text{tot2}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 1.70 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}.$$

- **Vérifications :**

§ Pourcentage minimal dans le voile :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est de :
 $A_{\min} \geq (0.15\% B)$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{340 \times 25 \times 0.15}{100} \right)$$

$$\text{Donc : } A_{\min} = 12.75 \text{ cm}^2$$

La section totale adoptée dans le voile est égale à :

$$2 \times 4 \text{ HA}10 + 2 \times 14 \text{ HA}8 = 23.61 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0.15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left[\frac{(23.61)}{4} ; \frac{0.15 \times 410 \times 25}{100} \right]$$

$$A_h \geq 15.37 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \frac{15.37}{2} = 7.68 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

$$\text{On adopte : } 21 \text{ HA}8 (e=20) = 10.5 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes :**

§ **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{205.6 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3400} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

§ **RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 205.6 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3400} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow s_b = \frac{111.8 \times 10^3}{250 \times 3400 + 15 \times 23.61 \times 10^2} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée.

VIII.3.Ferraillage

VIII.3.1. Ferraillage des trumeaux

3.1.1. Trumeau Vx1 (voir tableau)

			voile Vx1									
Caractéristiques	Etages		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
géométriques	L	(m)	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
	he(entre poutre)	(m)	4,1	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
	e	(m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B	(m ²)	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
	I	(m ⁴)	0,819	0,819	0,819	0,819	0,819	0,819	0,819	0,819	0,819	0,819
	V=V'	(m)	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
	T	(KN)	205,6	162	143,9	119,5	97,8	78,1	60,6	45,4	31,2	15,2
	σ_{\max}	(KN/m ²)	4286,7	3891,2	3316,5	2850,6	2377,4	2083,6	1949,5	1894,4	1677,2	1873,7
	σ_{\min} (Traction -)	(KN/m ²)	-1800,8	-1491,2	-1344,6	-1095,8	-918,7	-844,8	-817,4	-917	-714,1	-2045,8
	NATURE		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	2,394	2,458	2,419	2,456	2,452	2,419	2,396	2,291	2,385	1,625
	LT	(m)	1,006	0,942	0,981	0,944	0,948	0,981	1,004	1,109	1,015	1,775
	d	(cm)	1,596	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,330	1,084
	d1 =d2	(m)	0,503	0,471	0,490	0,472	0,474	0,490	0,502	0,554	0,508	0,887
	σ_1	(KN/m ²)	900,40	745,60	672,30	547,90	459,350	422,40	408,70	458,50	357,05	1022,90
	N1	(KN)	169,80	131,68	123,63	96,987	81,620	77,683	76,971	95,338	67,973	340,366
	N2	(KN)	56,601	43,896	41,212	32,329	27,207	25,894	25,657	31,779	22,658	113,455
ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	4,245	3,292	3,091	2,425	2,041	1,942	1,924	2,383	1,699	8,509
	A _{v2}	(cm ²)	1,415	1,097	1,030	0,808	0,680	0,647	0,641	0,794	0,566	2,836
	A _{vi}	(cm ²)	7,916	6,237	5,540	4,601	3,765	3,007	2,333	1,748	1,201	0,585
	AVt1=Av1+Avj*1/4	(cm ²)	6,224	4,851	4,476	3,575	2,982	2,694	2,508	2,820	2,000	8,655
	AVt2=Av2+Avj*1/4	(cm ²)	3,394	2,657	2,415	1,958	1,621	1,399	1,225	1,231	0,867	2,983
	A _{v1 min/Bande 1}	(cm ²)	2,514	2,355	2,452	2,360	2,369	2,452	2,511	2,772	2,538	4,437
	A _{v2 min/Bande 2}	(cm ²)	2,514	2,355	2,452	2,360	2,369	2,452	2,511	2,772	2,538	4,437

	A1=AVt₁/2 (/nappe)	(cm ²)	3,112	2,426	2,238	1,787	1,491	1,347	1,254	1,410	1,000	4,328
	A2=AVt₂/2 (/nappe)	(cm ²)	1,697	1,328	1,208	0,979	0,811	0,700	0,612	0,616	0,433	1,491
	A1retenue/Bande/nappe	(cm ²)	3,11	2,43	2,24	1,79	1,49	1,35	1,26	1,41	1,27	4,33
	A2retenue/Bande/nappe	(cm ²)	1,70	1,33	1,23	1,18	1,18	1,23	1,26	1,39	1,27	2,22
	Choix d'armature/Bande/nappe	bande1	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA12
		bande2	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10
	Avtot dans le voile	(cm ²)	23,61	23,61	23,61	23,61	23,61	23,61	23,61	23,61	23,61	35,24
	Avmin totale dans le voile	(cm ²)	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
	Ah (BAEL)	(cm ²)	0,78	0,61	0,56	0,45	0,37	0,34	0,31	0,35	0,25	1,08
	Ah (BAEL)/m	(cm ²)	1,55	1,29	1,14	0,95	0,79	0,69	0,62	0,64	0,49	1,22
	Ahmin/m (RPA)	(cm ²)	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
	Ah retenue/m	(cm ²)	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
	Ah choix/nappe	(cm ²)	HA8 e=20cm									
	Ahtotale retenue	(cm ²)	21	14	14	14	14	14	14	14	14	14
	Ahmin totale/voile	(cm ²)	15,375	9,975	9,975	9,975	9,975	9,975	9,975	9,975	9,975	9,975
	Armature transversale	(cm ²)	4 épingles/m ²									
vérifications	$\tau_{badmissible}=5\text{MPa}$	$\tau_{b(RPA)}$	0,376	0,296	0,263	0,219	0,179	0,143	0,111	0,083	0,057	0,028
	$\tau_{uadmissible}=2,5$	$\tau_{u(BAEL)}$	0,269	0,212	0,188	0,156	0,128	0,102	0,079	0,059	0,041	0,020

3.1.2. .Trumeau Vy1

	Etages		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Caractéristiques	L	(m)	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
	he(entre poutre)	(m)	4,1	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
géométriques	e	(m)	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
	B	(m ²)	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
	I	(m ⁴)	0,8188	0,8188	0,8188	0,8188	0,8188	0,8188	0,8188	0,8188	0,8188	0,81883
	V=V'	(m)	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
	T	(KN)	224,8	170,5	146,7	111,6	86,1	67,2	53,8	45,8	34,4	17,9
	σ_{\max}	(KN/m ²)	4575,7	3841,2	3229,2	2700	2254,8	2139,4	2113,3	2043,9	1800,8	1785,2
	σ_{\min} (Traction -)	(KN/m ²)	-1945	-1483	-1308	-979,9	-721,4	-625,9	-612,1	-707,1	-629,5	-1626,6
	NATURE		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	2,386	2,4528	2,4201	2,4946	2,5759	2,6304	2,6364	2,5261	2,5193	1,77903
	LT	(m)	1,014	0,9472	0,9799	0,9054	0,8241	0,7696	0,7636	0,8739	0,8807	1,62097
	d	(cm)	1,5907	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,33	1,18602
	d1 = d2	(m)	0,507	0,4736	0,4899	0,4527	0,4121	0,3848	0,3818	0,437	0,4403	0,81049
	σ_1	(KN/m ²)	972,25	741,7	653,75	489,95	360,7	312,95	306,05	353,55	314,75	813,3
	N1	(KN)	184,84	131,73	120,11	83,172	55,737	45,156	43,819	57,932	51,973	247,188
	N2	(KN)	61,615	43,91	40,038	27,724	18,579	15,052	14,606	19,311	17,324	82,3961
ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	4,6211	3,2932	3,0028	2,0793	1,3934	1,1289	1,0955	1,4483	1,2993	6,17971
	A _{v2}	(cm ²)	1,5404	1,0977	1,0009	0,6931	0,4645	0,3763	0,3652	0,4828	0,4331	2,0599
	A _{vj}	(cm ²)	8,6548	6,5643	5,648	4,2966	3,3149	2,5872	2,0713	1,7633	1,3244	0,68915
	AVt1=Av1+Avj*1/4	(cm ²)	6,7848	4,9343	4,4148	3,1535	2,2221	1,7757	1,6133	1,8891	1,6304	6,352
	AVt2=Av2+Avj*1/4	(cm ²)	3,7041	2,7388	2,4129	1,7673	1,2932	1,0231	0,883	0,9236	0,7642	2,23219
	A _{v1 min/Bande 1}	(cm ²)	2,5349	2,368	2,4497	2,2634	2,0603	1,9239	1,909	2,1848	2,2017	4,05244
	A _{v2 min/Bande 2}	(cm ²)	2,5349	2,368	2,4497	2,2634	2,0603	1,9239	1,909	2,1848	2,2017	4,05244
	A1=AVt1/2	(cm ²)	3,3924	2,4671	2,2074	1,5767	1,1111	0,8879	0,8067	0,9446	0,8152	3,176

	A2=AVt₂/2	(cm²)	1,852	1,3694	1,2065	0,8836	0,6466	0,5116	0,4415	0,4618	0,3821	1,1161
	A1retenue/Bande/nappe	(cm²)	1,70	1,23	1,22	1,13	1,03	0,96	0,95	1,09	1,10	2,03
	A2retenue/Bande/nappe	(cm²)	1,27	1,18	1,22	1,13	1,03	0,96	0,95	1,09	1,10	2,03
	Choix d'armature/Bande/nappe	bande1	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10
		bande2	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA10
	Avtot dans le voile	(cm2)	19.04	19.04	19.04	19.04	19.04	19.04	19.04	19.04	19.04	29.72
	Avmin totale dans le voile	(cm2)	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
	Ah (BAEL)	(cm²)	0,8481	0,3084	0,3062	0,2829	0,2575	0,2405	0,2386	0,2731	0,2752	0,50655
	Ah (BAEL)/m	(cm²)	1,67	1,30	1,13	0,87	0,67	0,58	0,53	0,54	0,46	0,98
	Ahmin/m (RPA)	(cm²)	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
	Ah retenue/m	(cm²)	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
	Ah choix/nappe	(cm²)	HA8 e=20cm									
	Ahtotale retenue	(cm²)	21	14	14	14	14	14	14	14	14	14
	Ahmin totale/voile	(cm²)	15,375	9,975	9,975	9,975	9,975	9,975	9,975	9,975	9,975	9,975
	Armature transversale	(cm²)	4 épingles/m2									
vérifications	τ_b=5 MPa	τ_b(RPA)	0,411	0,312	0,268	0,204	0,158	0,123	0,098	0,084	0,063	0,033
	τ_u=2,5 Mpa	τ_u(BAEL)	0,294	0,223	0,192	0,146	0,113	0,088	0,070	0,060	0,045	0,023

VIII.3 .2.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.

3.2.1Détermination des sollicitations

Dans notre cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

3.2.2Méthode 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**

$$t_b \leq \bar{t}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$t_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_U$$

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 ($I_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}}$$

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 ($I_g = \frac{l}{h} \leq 1$)

$$\text{On doit avoir : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min (V_1 ; V_2)$$

$$\text{avec : } V_2 = 2 \cdot V_u \text{ calcul et } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

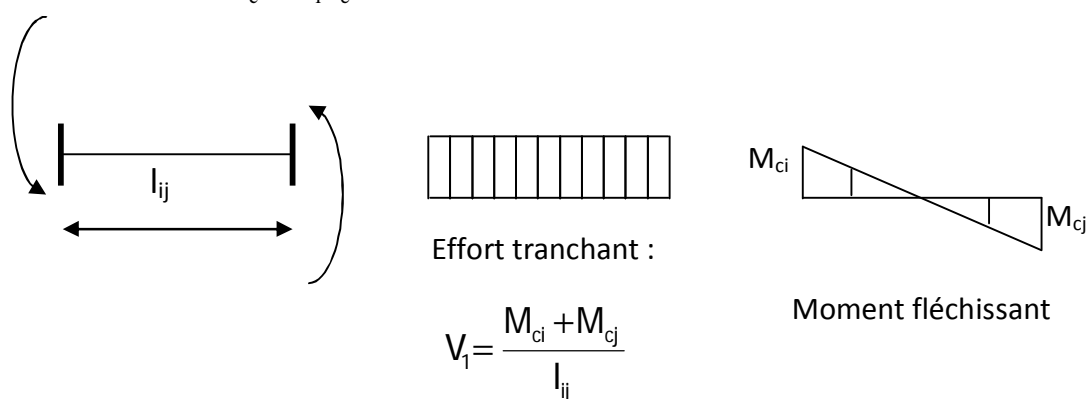


Fig 1: Efforts internes dans le linteau.

§ Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

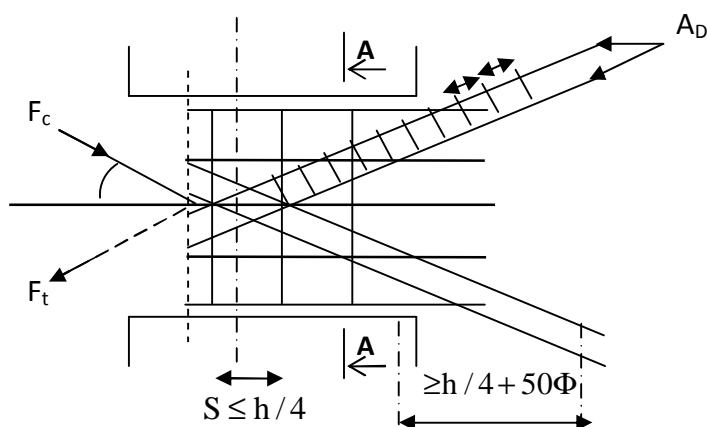
Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

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

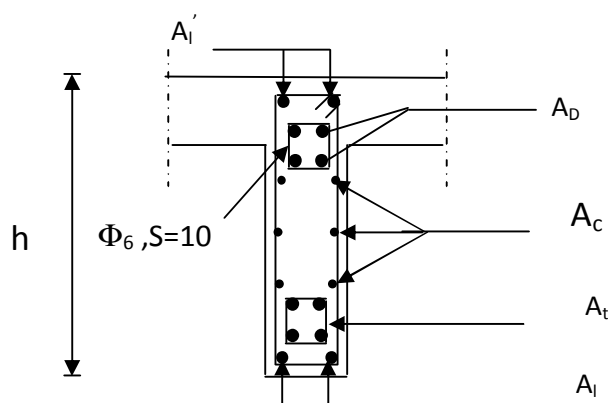


Fig 2 : Schéma de ferrailage du linteau.

- **Ferraillage minimal**

§ Armatures longitudinales :

$$A_l, A_l' \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

§ Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

§ Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$$

§ Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

3.2.3. Exemple de calcul

A. Exemple de calcul (filles 3-2eme etage) :

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 0.86 \text{ m}$$

$$l = 1.2 \text{ m}$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$t_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad ; \bar{V} = 1.4 \cdot V$$

$$t_b = \frac{1.4 \times 183 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 860} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$t_b = 1.32 \text{ MPa} < t_b = 5 \text{ MPa}$$

- **Armatures longitudinales**

$$t_b = 1.32 \text{ MPa} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

$$A_l = \frac{183 \times 43 \times 10}{83 \times 400} = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = 2\text{HA14/nappe} \Rightarrow A_l = 3.08 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$t_b = 1.32 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{86}{4} = 21.5 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{120}{86} = 1.39 > 1$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times \bar{V}}{f_e \times Z}$$

$$A_t \geq \frac{0.15 \times 1.4 \times 183}{400 \times 8.3} = 1.15$$

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

- **Armatures diagonales :**

- $t_b = 1.43 \text{ MPa} < 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Donc ses armatures diagonales ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_D = 0$

- **Armatures de peau**

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 25 \times 86 = 4.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4 \text{ HA } 12 \text{ a disposé en deux nappes avec : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_c = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **Longueur d'ancrage :**

La longueur d'ancrage des armatures dans les trumeaux est :

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50f = \frac{86}{4} + (50 \times 1.4) = 91.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_a = 95 \text{ cm}$$

etage		2ème au 10ème
L [m]		1,2
e [m]		0,25
h [m]		0,860
Contraintes de cisaillement	t_b [MPa]	5,000
	t_b [MPa]	1,32
	V_u [KN]	183,00
ferrailage des linteaux	t_b [MPa]	1,5
	t_b [MPa]	1,32
	$A_1 = A_l$ [cm ²]	2,37
	choix des barres	2HA14
	λ_s	1,39
	A_t [cm ²]	1,15
	Choix des barres	2HA10
	A_D [cm ²]	/
	Choix des barres	/
	A_c [cm ²] / 2 nappes	4.52
	Choix des barres	4HA12

Le schéma du ferrailage de l'exemple de calcul sera comme suit :

Coupe A-A

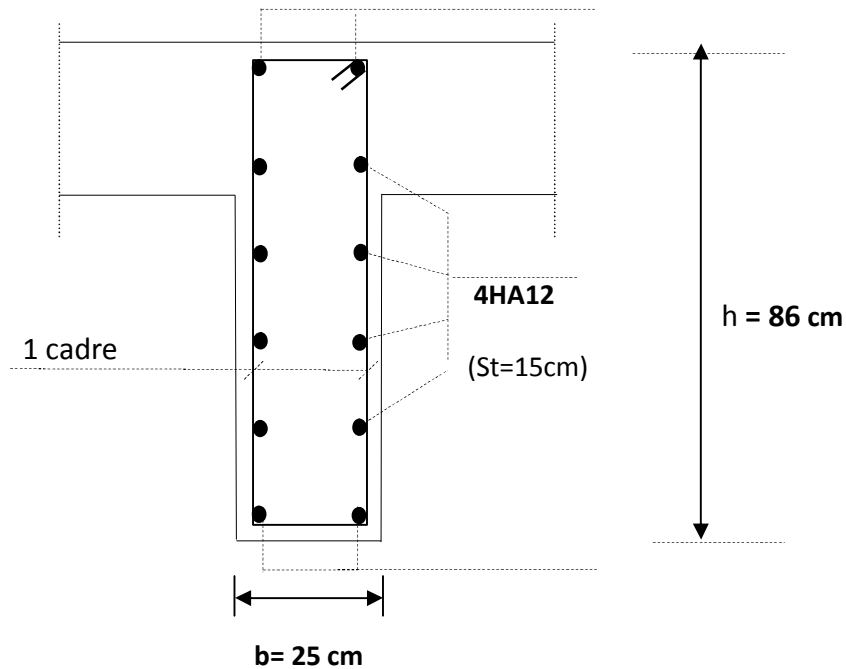


Schéma de ferrailage du linteau

IX.1. Introduction

Les fondations sont les éléments de transition des charges entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Cette transmission de charges au sol se fait, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres éléments (puits, pieux).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Ø Type de fondation**a. Fondations superficielles**

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

Elles sont utilisées généralement

b. Fondations profondes

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

[0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.

[1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.

> 5 m : fondations profondes sur pieux.

IX.2. Etude du sol

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $S_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$.

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m^3 de ciment.

IX.3. Choix du type des fondations

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- F** La résistance du sol,
- F** La profondeur des bonnes couches du sol,
- F** Le tassement du sol,
- F** Le mode de construction de la structure.

En tenant compte des critères cités ci-dessus, Le choix se fera en premier lieu pour des semelles filantes, mais lorsque la surface occupée par celle-ci est supérieure à 50% de la surface totale de la structure ($S_{semelle} > 50\% S_{structure}$) le choix se portera sur un radier général.

IX-3.1. Dimensionnement

a) Semelle isolée sous poteau

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$AXB \geq \frac{N_{ser}}{\bar{S}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{S}_{sol}}}$$

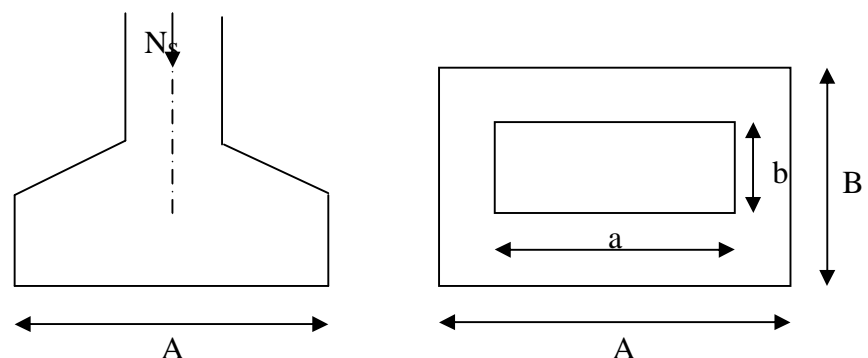


Figure IX.1 : Dimensions d'une fondation

Application numérique :

$$N_{\text{ser}} = 1278.1 \text{ kN} ; s_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1278.1}{200}} = 2.52 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{A = B = 2.42 \text{ m}}$$

Remarque

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX.4. Semelles filantes

IX.4. 1. Semelles filantes sous poteaux

A. Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

B. Etape de calcul :

§ détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

§ détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} ;$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

§ détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

C. Exemple de calcul

Poteaux	$N_i (G+Q)$	N_{TOTAL}	Moment	$e_i(m)$	$N_i \times e_i$
1	811.2	8903.2	3.18	-10.2	-8274.24
2	1340		2.12	-6.8	-9112
3	1473.8		-1.76	-3.4	-5010.92
4	1467.8		1.74	0	0
E	1528.7		-0.15	3.4	5197.58
F	1442.6		-2.52	6.8	9809.68
G	839.1		-3.61	10.2	8558.82

D. On obtient

$$R = \sum N_i = 8903.2 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1169.1}{8903.2} = 0.13 \text{ m}$$

$$e = 0.13 < \frac{20.4}{6} = 3.4 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{8903.2}{20.4} \left(1 + \frac{6 \times 0.13}{20.4}\right) = 453.11 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{8903.2}{20.4} \left(1 - \frac{6 \times 0.13}{20.4}\right) = 419.74 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{8903.2}{20.4} \left(1 + \frac{3 \times 0.13}{20.4}\right) = 444.77 \text{ kN/m l}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{444.77}{200} = 2.22 \text{ m}$$

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux : $2.22 \times 20.4 = 45.36 \text{ m}^2$
 $2.22 \times 13.60 = 30.19 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_P :

$$S_P = (45.36 \times 5) + (30.19 \times 3) = 317.37 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_T}{S_{\text{Batiment}}} = \frac{317.37}{434} = 0.73 \Rightarrow 73\% \text{ De la surface de l'assise.}$$

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 73% c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filante.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

IX.5. Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

IX.5.1. Pré dimensionnement du radier

▼ La dalle

Sous poteau, la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec

Une hauteur minimale de 25cm

$$L_{\text{max}} = 3.40 \text{ m} ; h_d \geq \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 30 \text{ cm}$.

▼ Hauteur des nervures :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{340}{10} = 34 \text{ cm}$$

Calcul de la hauteur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section.

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}.$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.40\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,62 \text{ m}$$

Soit : $h = 120 \text{ cm}$.

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- § Hauteur des nervures suivant les deux sens : **$h = 120 \text{ cm}$** ;
- § Largeur de la nervure : **$b = 50 \text{ cm}$** .
- § Hauteur de la dalle : **$h_d = 30 \text{ cm}$** .

IX.5.2.Détermination des efforts

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont :

- § G_1 : charges permanentes de la superstructure
 $G_1 = 57931 \text{ kN}$.
- § G_2 : charges permanentes de l'infrastructure $G_{\text{rad}} + G_{\text{ner}}$.
 $G_2 = [434 \text{ m}^2 \times 0,30 \times 25] + [144,5 \text{ m}^2 \times 0,8 \times 25] = 6506,25 \text{ kN}$.
- § Q_1 : surcharge de la superstructure = $8456,7 \text{ kN}$
- § Q_2 : surcharge du radier = 1519 kN .

$$G = G_1 + G_2 = 64437,25 \text{ kN}.$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 9975,7 \text{ kN}.$$

IX.5.3. Combinaisons d'actions**§ Etat limite ultime :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 101953.83 \text{ kN.}$$

§ Etat limite de service :

$$N_s = G + Q = 74412.95 \text{ kN.}$$

IX.5.4. Caractéristiques du radier**• Surface du radier**

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{101953.83}{1,33 \times 200} = 383.28 \text{ m}^2.$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{74412.95}{200} = 372.06 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 434 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 383.28 \text{ m}^2.$$

D'après le BAEL91, on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur $d_{\text{déb}}$ avec :

$$d_{\text{déb}} \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm.}$$

Avec

h : hauteur du radier

Soit un débord de cm.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débords}} = 482 \text{ m}^2.$$

• Poids total du radier :

Poids de nervure : $76 \times 25 = 1900 \text{ kN.}$

Poids du tablier : $482 \times 0.3 \times 25 = 3615 \text{ kN}$

$$G_{\text{TVO}} = 17 \times (0.8 - 0.3 - 0.1) \times 302.76 = 2058.76 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{dalle flottante}} = 25 \times 0.1 \times 302.76 = 756.9 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{radier totale}} = 8330.66 \text{ kN.}$$

• Poids total

G_t = poids du radier + poids de la structure :

$$G_t = 8330.66 + 57931 = 66261.66 \text{ kN.}$$

• Surcharge total :

Q_t = surcharge du radier + surcharge de la structure :

$$Q_t = 10130.4 \text{ kN.}$$

- **Combinaisons d'actions :**

Etat Limite Ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 104648.85\text{kN}.$$

Etat Limite de Service :

$$N_s = G + Q = 76392.06\text{kN}$$

- **Centre de gravité de la semelle du radier :**

$$\chi_G = 11.54\text{m}.$$

$$y_G = 12\text{m}.$$

- **Moments d'inertie de la semelle du radier :**

$$I_{xx} = 17272\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 24787\text{m}^4$$

IX.5.5.Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

§ Effort normal « N » due aux charges verticales (G+Q ou 0,8G);

§ Moment de renversement « M » due au séisme : $M = M_0 + T_0 h$

Avec

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : Profondeur de l'infrastructure ;

I_x, I_y : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

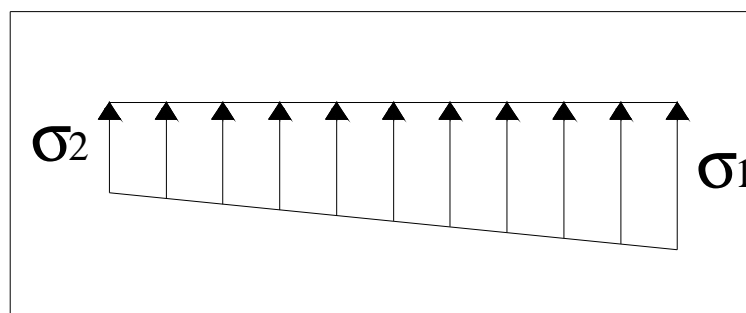


Fig. X.2. Diagramme des contraintes sous le radier.

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 $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

a. Sens x-x

§ Cas accidentel : 0,8G±E

$$M_x = 50271.01 + (2327 \times 0.8) = 52132.61 \text{ kNm.}$$

$$N = 53010 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{53010}{482} + \frac{52132.61}{24787} \times 13.71 = 138.81 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{53010}{482} - \frac{52132.61}{24787} \times 11.54 = 85.70 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 138.81 + 85.70}{4} = 125.53 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \sigma_{sol} = 400 \text{ kN/m}^2.$$

Condition vérifiée

§ Cas accidentel : G+Q±E

$$M_x = 50271.01 + (2327 \times 0.8) = 52132.61 \text{ kNm.}$$

$$NS = 76392.06 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{76392.06}{482} + \frac{52132.61}{24787} \times 13.71 = 187.32 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{76392.06}{482} - \frac{52132.61}{24787} \times 11.54 = 134.21 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 187.32 + 134.21}{4} = 174.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \sigma_{sol} = 400 \text{ kN/m}^2.$$

Condition vérifiée

§ Cas courant : 1,35G+1,5Q

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 104610.28 \text{ kN.}$$

$$M_x = 52132.61 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{104610.28}{482} + \frac{52132.61}{24787} \times 13.71 = 245.86 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{104610.28}{482} - \frac{52132.61}{24787} \times 11.54 = 192.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où ; } \sigma_m = \frac{3 \times 245.86 + 192.76}{4} = 232.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 .$$



Condition vérifiée

b. Sens y-y

§ Cas accidentel : 0,8G±E

$$M_y = 49571.30 + (2270.5 \times 0.8) = 51387.7 \text{ kNm.}$$

$$N = 53010 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{53010}{482} + \frac{51387}{17272} \times 9.85 = 139.29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{53010}{482} - \frac{51387}{17272} \times 12 = 74.27 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 139.29 + 74.27}{4} = 123.03 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \sigma_{\text{sol}} = 400 \text{ kN/m}^2 .$$



Condition vérifiée

§ Cas accidentel : G+Q±E

$$M_y = 49571.30 + (2270.5 \times 0.8) = 51387.7 \text{ kNm.}$$

$$NS = 76392.06 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{76392.06}{482} + \frac{51387.7}{17272} \times 9.85 = 187.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{76392.06}{482} - \frac{51387.7}{17272} \times 12 = 122.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 187.8 + 122.8}{4} = 171.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \sigma_{\text{sol}} = 400 \text{ kN/m}^2 .$$



Condition vérifiée

§ Cas courant : 1,35G+1,5Q

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 104610.28 \text{ kN.}$$

$$M_y = 51387.7 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{104610.28}{482} + \frac{51387.7}{17272} \times 9.85 = 246.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{104610.28}{482} - \frac{51387.7}{17272} \times 12 = 181.3 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 246.33 + 181.3}{4} = 230 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2.$$

 **Condition vérifiée**
IX.5.6.Vérification de la contrainte de cisaillement

$$b = 1 \text{ m, } d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{amax}}}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{\text{umax}} = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{104610.28 \times 1 \times 3.40}{2 \times 482} = 368.96 \text{ kN}$$

$$t_u = \frac{368.96 \times 10^3}{10^3 \times 270} = 1.37 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

 **Condition vérifiée**
IX.5.7.Vérification à l'effort sous pressions

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier

 γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,00 m.

 α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$p = 66233.1 \text{ kN}$$

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 482.5 \times 10 \times 1,00 = 7237.5 \text{ kN}$$

$$P = 66233.1 \geq 7237.5 \text{ kN}$$

 **Condition vérifiée**

IX.5.8 .Vérification au poinçonnement

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite ($N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}$).

- **Vérification pour les poteaux**

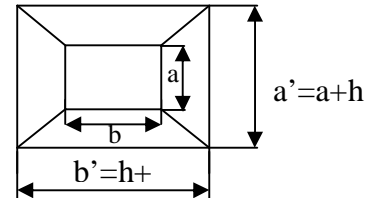
La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante. ($N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}$)

Avec

N_u : charge de poteau à L'ELU égale à 1232kN

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 50cm



$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,5) \times 2 = 3.8\text{m}$$

$$N_u = 1232 \leq 0,045 \times 3.8 \times 25000 = 4275 \text{ KN}$$

$$4257 \leq 1233$$



Condition vérifiée

- **Vérification pour les voiles**

Pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

Il faut vérifier que ($N_u \leq 0,045 \times U_i \times f_{c28}$)

$$\text{Avec : } U_i = ((0,25 + 1) + 2 \times 0,50) \times 2 = 4,5\text{m}$$

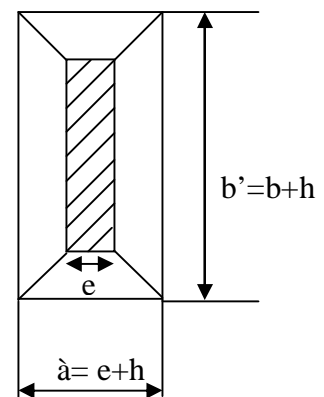
N_u : charge de calcul à L'ELU du voile

le plus sollicité vaut 1232 KN

Donc

$$0,045 \times 4,5 \times 25000 = 5062.5 \text{ kN}$$

$$1620,73 \leq 5062.5 \text{ kN}$$



Condition vérifiée

IX.6.Ferraillage du radier

Pour le calcul du ferraillage 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 :

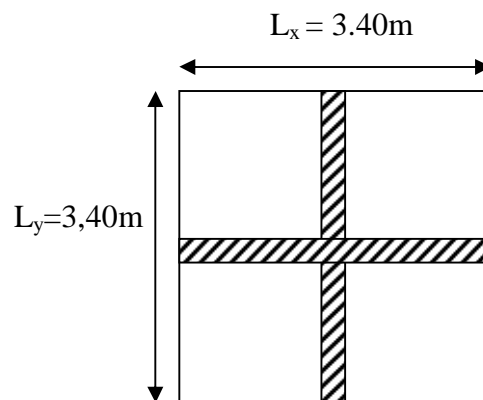
$$\S \quad \rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\S \quad 0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

IX.6.1.Ferraillage du tablier

Afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferraillage pour le reste des panneaux.



$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.40}{3.40} = 1$$

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 :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = 232.58 - \frac{8330.66}{482} = 215.3\text{kN/ml}$$

a.1.Calcul a l'état limite ultime :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$r = \frac{l_x}{l_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0.0368 \\ m_y = 1.000 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 91.60 \text{ kN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0x} = 91.60 \text{ kN.m}$$

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 : $M_{a-x} = 45.8 \text{ kN.m}$

$$M_{a-y} = 45.8 \text{ kN.m}$$

Moments en travée : $M_{t-x} = 77.86 \text{ kN.m}$

$$M_{t-y} = 77.86 \text{ kN.m.}$$

▼ Ferrailage suivant x-x**• Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45.8 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.044 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0.978$$

$$A_{Ax} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{45.80 \times 10^3}{0.978 \times 27 \times 348} = 4.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{Ax} = 4.981 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

• En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{77.86 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.075 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.075 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0.961$$

$$A_{Ax} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{77.86 \times 10^3}{0.961 \times 27 \times 348} = 8.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 8.62 \text{ cm}^2.$$

Soit : **6 HA14 = 9.23 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

▼ Ferrailage suivant y-y

- **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45.8 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0,978$$

$$A_{Ax} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{45.80 \times 10^3}{0,978 \times 27 \times 348} = 4.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{Ax} = 4.981 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA12 = 5.65 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{77.86 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,075 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,075 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0,0.961$$

$$A_{Ax} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{77.86 \times 10^3}{0,961 \times 27 \times 348} = 8.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 8.62 \text{ cm}^2.$$

Soit : **6 HA14 = 9.23 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures inférieure	5 HA12	5 HA12
Armatures supérieure	6 HA14	6HA14

Remarque

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

a.2.Vérification à l'état limite ultime

- **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, $W_0 = 0,8\%$

§ Armatures parallèles à L_x :

$$W_x = \frac{A_{\min x}}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} = 0,0008 \times \frac{(3 - 1)}{2} = 0,0008$$

$A_{\min x} = W_x \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2$ (en appuis et en travée).

$$A_{\min x} < A_x$$

→ **Condition vérifiée**

§ Armatures parallèles à L_y :

$A_{\min y} = W_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2$
(en appuis et en travée).

$$A_{\min y} < A_y$$

→ **Condition vérifiée**

- **Espacements des armatures :**

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

§ Armatures parallèles à L_x

$$St \leq \min \{2.h ; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \{60\text{cm}; 25\text{cm}\}$$

→ **Condition vérifiée**

§ Armatures parallèles à L_y

$$St \leq \min \{3.30 ; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \{90\text{cm}; 33\text{cm}\}$$

→ **Condition vérifiée**

b .Vérification à l'état limite de service

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$r = \frac{l_x}{l_y} = 1 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0.0368 \\ m_y = 1.000 \end{cases}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) 1\text{m} = 174.05 - \frac{8830.66}{482} = 155.72 \text{ kN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 66.25 \text{ kN.m};$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_{o-x} = 66.25 \text{ kN.m};$$

- **Sens x-x**

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 33.12 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 56.31 \text{ kN.m}$.

- **Sens y-y**

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 33.12 \text{ kN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 56.31 \text{ kN.m}$.

b.1. Vérification des contraintes dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$a = \frac{y}{d} < \frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $g = \frac{M_u}{M_s}$

Sens (x-x)

• Aux appuis

$$g = \frac{45.8}{33.21} = 1.37$$

$$m = 0.0012 \Rightarrow a = 0.0012$$

$$a = 0.0012 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• En travée

$$g = \frac{77.86}{56.31} = 1.38$$

$$m = 0.054 \Rightarrow a = 0.0694$$

$$a = 0.0694 < \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens (y-y)

• Aux appuis

$$g = \frac{45.8}{33.21} = 1.37$$

$$m = 0.0012 \Rightarrow a = 0.0012$$

$$a = 0.0012 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• En travée

$$g = \frac{77.86}{56.31} = 1.38$$

$$m = 0,054 \Rightarrow a = 0,0694$$

$$a = 0.0694 < \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

b.2.Vérification de l'espacement des barres

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min \{2h; 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm} \Rightarrow OK$$

b.3.Vérification de l'effort tranchant

$$t_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{t_u}$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{215.3 \times 3.4}{2} = 366.01 \text{ kN}$$

$$t_u = \frac{366.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\overline{t_u} \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

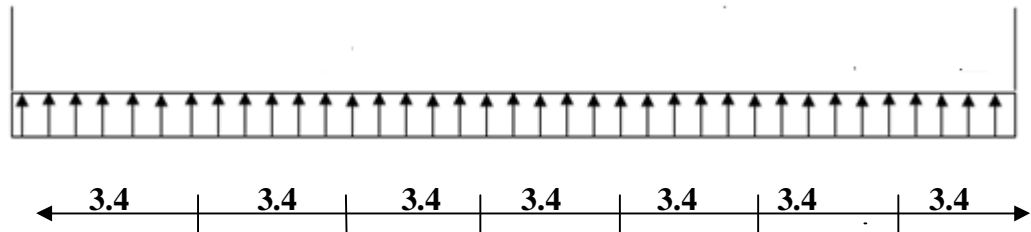
$$t_u = 1,35 \text{ MPa} < \overline{t_u} = 2,5 \Rightarrow OK$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IX.2.Ferraillage des nervures**a. Calcul des efforts**

- **Sens longitudinal (x-x)**

nervure (file 4) :



$$q_u = 672.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 450.03 \text{ KN/ml}$$

$b = 50\text{cm}$; $h = 120\text{cm}$; $d = 110 \text{ cm}$.

le logiciel ETABS nous permet de calculer les moments, ainsi que les efforts tranchants et le traçage de leur diagramme au niveau de la fondation.

Moment sur appuis

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1	346.3	226.73
2	786.80	518.06
3	786.80	518.06
4	664.9	436.27
5	664.90	436.27
6	786.80	518.06
7	786.80	518.06
8	346.3	226.73

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1-2	3.4	616.09	403.84
2-3	3.4	272.43	178.71
3-4	3.4	321.61	210.92
4-5	3.4	306.52	201.35
5-6	3.4	321.61	210.92
6-7	3.4	272.43	178.71
7-8	3.4	616.09	403.84

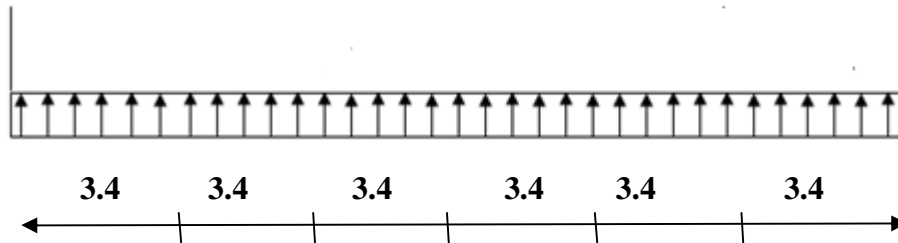
Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T_I	944.25	1208.83	1158.48	1166.53	1174.32	1124.04	1388.59
T_J	1388.59	1124.04	1174.32	1166.53	1158.48	1208.83	944.25

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T_I	619.48	792.82	759.89	765.12	770.26	737.26	910.64
T_J	910.64	737.26	770.26	765.12	759.89	792.82	619.48

- Sens y-y



Nervure (**file A**):

$$q_u = 336.07 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 225.10 \text{ KN/ml}$$

Moment sur appuis :

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1	426.38	259.44
2	342.28	208.5
3	426.88	259.88
4	361.76	207.98
5	426.88	259.88
6	342.28	208.5
7	426.38	259.44

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1-2	3.4	342.28	208.69
2-3	3.4	145.22	88.24
3-4	3.4	173.15	105.34
4-5	3.4	173.15	105.34
5-6	3.4	145.22	88.24
6-7	3.4	342.28	208.69

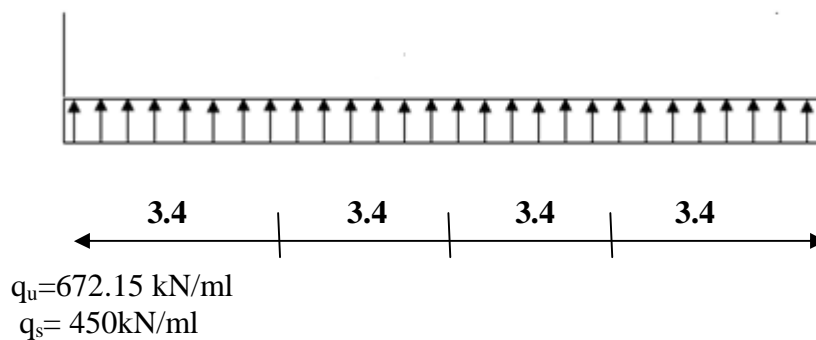
Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
T_I	502.78	653.80	623.10	634.69	603.99	755.00
T_J	755.00	603.99	634.69	623.10	653.80	502.78

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
T_I	305.50	397.76	378.96	386.07	367.28	459.53
T_J	459.53	367.28	386.28	378.96	397.79	305.75

nervure (file F)



Moment sur appuis

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1	325.06	213.58
2	786.23	517.12
3	613.16	403.83
4	788.23	518.50
5	344.09	226.42

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1-2	3.4	600.64	394.67
2-3	3.4	285.39	187.56
3-4	3.4	285.39	185.51
4-5	3.4	600.64	402.77

Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
T_I	947.85	1211.14	1113.25	1385.76
T_J	1378.21	1114.92	1212.82	940.31

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
T_I	632.55	796.61	732.31	911.33
T_J	906.45	733.39	797.69	618.67

b. Calcul du ferrailage des nervures**✓ Sens x-x****• Nervure de (file 4)**

zone	Mu (kN.m)	Ast	Adopté (cm ²)
1	346.3	9.43	5HA20
1-2	616.06	17.08	5HA16+4HA16
2	786.80	22.06	5HA20+4HA16
2-3	272.40	7.37	5HA16
3	786.80	22.06	5HA20+2HA16
3-4	321.61	8.72	5HA16
4	664.9	18.47	5HA20+2HA16
4-5	306.52	8.31	5HA16
5	664.9	18.47	5HA20+2HA16
5-6	321.61	8.72	5HA16
6	786.80	22.06	5HA20+2HA16
6-7	272.40	7.37	5HA16
7	786.80	22.06	5HA20+4HA16
7-8	616.06	17.08	5HA16+4HA16
8	346.3	9.43	5HA20

✓ Sens y-y**• Nervure de(file A)**

zone	Mu (kN.m)	Ast	Adopté (cm ²)
1	426.38	11.6	4HA20
1-2	342.28	9.31	4HA14+2HA12
2	342.28	11.66	4HA20
2-3	145.22	3.90	4HA14
3	426.88	11.60	4HA20
3-4	173.15	4.66	4HA14
4	361.76	9.84	4HA20
4-5	173.15	4.66	4HA14
5	426.88	11.60	4HA20
5-6	145.22	3.90	4HA14
6	342.28	11.66	4HA20
6-7	342.28	9.31	4HA14+2HA12
7	426.38	11.6	4HA20

Nervure de(file F)

zone	Mu (kN.m)	Ast	Adopté (cm ²)
1	325.06	9.36	5HA20
1-2	600.64	16.62	5HA16+4HA16
2	786.23	22.07	5HA20+4HA16
2-3	285.39	7.73	5HA20
3	613.16	17	5HA20+2HA16
3-4	285.39	7.73	5HA20
4	788.23	22.13	5HA20+4HA16
4-5	600.64	16.62	5HA20+4HA16
5	344.09	9.36	5HA20

Ø Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 110 \times \frac{2,1}{400} = 6,64 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :** $A_a = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,64 \text{ cm}^2$

→ Condition vérifiée

- **En travée :** $A_t = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,64 \text{ cm}^2$

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

$$T_u^{\max} = 1388,59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{834,71 \times 10}{50 \times 110} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 1,51 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

C. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

(Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

- Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9xd}}{f_e / 1,15} = \frac{1388.59 \times 10^3 - \frac{786.8 \times 10^6}{0,9 \times 1100}}{348} = 1706 \text{ mm}^2 = 17.06 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 23.75 \geq A_u = 17.06 \text{ cm}^2$$

 Condition vérifiée

- Influence sur le béton**

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

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 50 \times 110 \times \frac{25}{1,5} = 3300 \text{ kN} \geq 1388.59 \text{ kN}$$

 Condition vérifiée
Ø Calcul des armatures transversales**Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 20; 28,57; 50 \} = 20 \text{ mm.}$$

On prend deux cadres et un étrier en HA 8

Donc nous adoptons : **6 HA 8 = 3,02 cm²**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).**A. Calcul des espacements des barres transversales**

(Art. A.5.1, 232 / BAEL 91)

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

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

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})} \quad ; \quad \text{AN :} \quad S_t \leq \frac{3,02 \times 0,9 \times 400}{50 \times 1,15 \times (1,35 - 0,14 \times 5)}$$

$$S_t \leq 29.08 \text{ cm}$$

- **Espacement max des armatures transversales :**

(Art A.5.1, 22 / BAEL91).

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

$$S_{tmax} \leq \min \{99 ; 40 \text{ cm}\} = 40\text{cm}.$$

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

En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{3,02}{0,003 \times 50} = 20,13\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{ h/4 ; 12f \} = \min \{ 30 \text{ cm}; 24\text{cm} \} = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min (29.08\text{cm} ; 40\text{cm} ; 24\text{cm}) = 24\text{cm}.$$

On opte pour $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante (travée) :

$$S_t \leq h/2 = 120/2 = 60\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min (29.08\text{cm} ; 40\text{cm} ; 560\text{cm}) = 29.08\text{cm}.$$

On opte pour $S_t = 10\text{cm}$

B. Vérification de la section minimale du RPA

$$A_{tmin} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25\text{cm}^2.$$

$$A_{t \text{ adopté}} > A_{tmin}$$



Condition vérifiée

Ø Vérification à L'ELS :

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

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

En appuis :

$$\mu = 0.05 \rightarrow \alpha = 0.0641$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{474.44}{306.68} = 1,54$$

$$\alpha = 0.0641 < \frac{1.54-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.52$$

En travée :

$$\mu = 0.05 \rightarrow \alpha = 0.0641$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{377.27}{243.96} = 1,54$$

$$\alpha = 0.0641 < \frac{1.54 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.52$$

Conclusion :

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long du cursus et d'affiner toutes les connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude ont conduit à l'application des méthodes acquises et recommandées par les différents règlements en vigueur.

L'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple SOCOTEC ou encore ETABS et autre à permis à l'ingénieur de faire des calculs avec un temps très réduit tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, a permis de mieux comprendre, d'interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration .

Concernant la disposition des voiles, celle-ci représenté un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

BIBLIOGRAPHIE

ü Règlements :

- RPA 99/ version 2003,
- DTR B.C 2.2,
- BAEL 91modifiées 99.

ü Logiciels :

- ETABS
- SOCOTEC
- AUTO CAD

ü Ouvrage :

- Calcul des ouvrages en béton armé (M. Bellazougui).
- Davidovici V :Formulaire du béton armé tome 1et 2.Edition le moniteur.
- Cours et TD des années de spécialité.
- Aide-mémoire RDM. Edition Dunod .
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.