

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



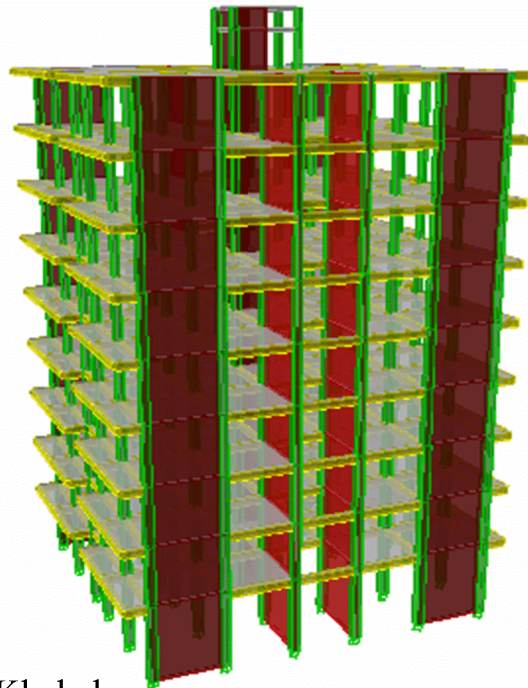
Projet de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

Thème:

*Contribution a l'étude d'un bâtiment (R+8) à usage
d'habitation et commercial, à ossature mixte, sis a la C^{ne}
Irdjen, W. de Tizi ousou avec l'application de l'ETABS*



Présenté par :

DJEMIL Khaled
KHEFFACHE Nadjib

proposé par :M^r DRIK
Directeur technique

dirigé par :
M^r MESSIED. M

Promotion : 2014 - 2015

REMERCIEMENT

Au premier lieu, nous tenons à remercier le bon dieu de nous avoir donné le courage et la volonté de terminer ce travail, et nos parents pour leurs appuis et leurs soutiens.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur M^r **MESSIED.M** pour son assiduité et son dévouement à notre travail ainsi que ses orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Enfin nous tenons encore à remercier le bon dieu mille et n^{ème} fois qui nous a guidé pas à pas pour atteindre notre objectif.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- Mes très chers parents et ma grand-mère
- Mon frère et mes sœurs
- Mes amis(es) Said ,Tchino, Nadjib et Lamia
- Mes cousins et cousines
- La mémoire de mon grand-père

DJEMIL . K

Je dédie ce travail à :

- Mes très chers parents, mes frères
- Mes oncles et mes tantes, mes grand-mères
- La mémoire de mon grand frère Rachid
- Mes cousines et cousins
- Mes amis(es) ;Jugo, Ghiles, Rafik, Khaled et Lamia
- A ma chers Kamilia

KHEFFACHE . N

Sommaire

Page

Introduction générale	
Chapitre I : présentation de l'ouvrage	
Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments	
Chapitre III : calcul des éléments	
III .1- acrotère	
III .2- plancher	
III .3- escalier	
III .4- poutre palière	
III .5- ascenseur.....	
Chapitre IV : vérifications du RPA.....	
Chapitre V : ferrailage des poutres.....	
Chapitre VI : ferrailage des poteaux.....	
Chapitre VII : ferrailage des voiles	
Chapitre VIII : étude de l'infrastructure.....	
Conclusion générale.....	
Bibliographie.....	
Annexe	



Introduction générale

Introduction général

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8 à ossature mixte contreventé par voiles, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

Pour répondre à la problématique posée, notre démarche s'articule autour de neuf chapitres. Après avoir présenté l'ouvrage, objet de notre étude, (chapitre 1), il est indispensable dans un premier temps de procéder à un pré dimensionnement et d'effectuer une descente des charges (chapitre 2). Il s'agit ensuite de calculer les différents éléments constituant l'ouvrage (chapitre 3). En suite on va vérifier les résultats obtenue par rapport à la vérification donnée par le RPA (chapitres 4). Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage on ferraille les poutres et les poteaux (portique) sous les charges horizontales et les charges verticales (chapitre 5 et 6). Et on passe au contreventement et au ferrailage des voiles, seront ensuite superposées à même d'assurer la stabilité de l'ouvrage (chapitre 7). Enfin, un dimensionnement et un ferrailage des fondations sont effectués pour qu'elles supportent la superstructure (chapitre 8).

Enfin, une conclusion générale qui résume les intérêts de l'étude et présente les recommandations essentielles tirées de cette étude.



CHAPITRE I

CHAPITRE I

présentation de l'ouvrage



Introduction

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier un bâtiment de 9 niveaux (R+8) en béton armé à usage d'habitation et commercial. Il est composé d'un RDC + 1^{er}, 2^{ème} étage à usage commercial. Et du 3^{ème} au 8^{ème} à usage d'habitation.

L'ossature est formée d'une structure en béton armé réalisées en portique auto-stable contreventés par des voiles.

Et donne un premier temps en va parle de la structure que nous allons étudies alors dans ce premier chapitre nous feront la présentation du projet et les déférente partie de cette structure et les matériaux utilisé pour la réalisation de se projet

I.1. Description de l'ouvrage

Ce bâtiment comporte :

- Rez-de-chaussée + 1^{er}, 2^{ème} étage à usage commercial.
- Les étages du 3^{ème} au 8^{ème} à usage d'habitation.

Cet ouvrage est d'importance moyenne (groupe d'usage 2), il sera implanté à TIZI OUZOU, classée selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II a).

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) 29,16 m
- Hauteur d'étage courant 3,06 m
- Hauteur de RDC 4,08 m
- Longueur totale 20,00 m
- Largeur totale 16,80 m

I.3. Eléments de l'ouvrage

I.3.1. Ossature

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système composé de :

- Portiques transversaux et longitudinaux dont le rôle est de reprendre les charges et surcharges verticales
- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (transversal et longitudinal) 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.

I.3.2. Planchers

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces planchers supportent leur poids propre et les surcharges et transmettent les résultantes aux éléments porteurs de la structure (poutres principales).

I.3.3. Maçonneries :

- **Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloison de 25cm d'épaisseur (en brique creuse de 10cm avec une lame d'air de 5cm) et cela pour assurer l'isolation thermique et phonique.

- **Murs intérieurs:**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I.3.4. Les escaliers :

L'ouvrage est constitué de deux cages d'escalier, composée de paliers de repos et de double maillage réalisés en béton armé coulé sur place.

I.3.5. Revêtements :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers.
- Revêtement en céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eau.

I.3.6. Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales.

I.3.7. La terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible

I.3.8. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.3.9. Cage d'ascenseurs :

le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place, allant du RDC au 8^{ème} étages.

I.3.10. Infrastructures :

Le choix du type de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol (à savoir ses contraintes admissible).

I.3.11. Système de coffrage :

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

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

La construction sera réalisée par deux types de matériaux, à savoir le béton et l'acier, qui doivent répondre aux normes du **RPA99 modifié 2003** et aux règles de béton armé aux états limites (**BAEL91 modifié 99**).

I.4.1. Le béton :

Le béton est un mélange de ciment, de granulats (sable, graviers, gravillons), d'eau défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec :

- ☞ La granulométrie
- ☞ Le dosage en ciment
- ☞ La quantité d'eau de gâchage
- ☞ L'âge du béton

Les adjuvants sont utilisés pour améliorer les caractéristiques du béton en fonction de la destination.

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 de ciment portland artificiel 325 (cpa 325), destiné à offrir une résistance escomptée et à présenter une protection efficace des armatures.

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0,5

Remarque : « Une étude de composition du béton doit être réalisée par un laboratoire spécialisé pour la confection d'un bon béton »

a. /résistance caractéristique : (art A.2.1.B.A.E.L.91)

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge <28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{c_j} = \frac{J}{(4.76+0.83J)} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \leq 40\text{Mpa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{J}{1.4+0.95J} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \geq 40\text{Mpa.}$$

On adoptera $f_{c_{28}}=25\text{Mpa}$ pour notre projet.

b) Résistance caractéristique du béton à la traction : (art A-2.12 BAEL 91) :

Le béton est caractérisé par une très faible résistance à la traction, de l'ordre de 10% de la résistance à la compression ; elle est définie comme suite :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j}$$

$$\text{à } j=28j \rightarrow f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1\text{Mpa.}$$

c) Module de déformation longitudinale :

il existe deux modules de déformation longitudinale :

- Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24H à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 (f_{c_j})^{1/3} \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{c_j} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa.}$$

- Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton.

$$E_{vj} = 3700 (f_{c_j})^{1/3} \text{ Mpa} \quad \text{pour } f_{c_j} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa.}$$

d) Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

E : module de Young et ν : coefficient de poisson.

e) Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale $\Delta l/l$; $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$.

il est pris égal à :

$\nu = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations.

f) Les états limites:

Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

- **état limite ultime de résistance:**

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité :

-stabilité de forme (flambement)

-résistance mécanique (rupture) et donc la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{avec : } \theta \cdot \gamma_b \text{ est un coefficient de sécurité pris égale à :}$$

1.15 en situation accidentelle

1.00 en situation courante

0.85 devient 0.8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères :

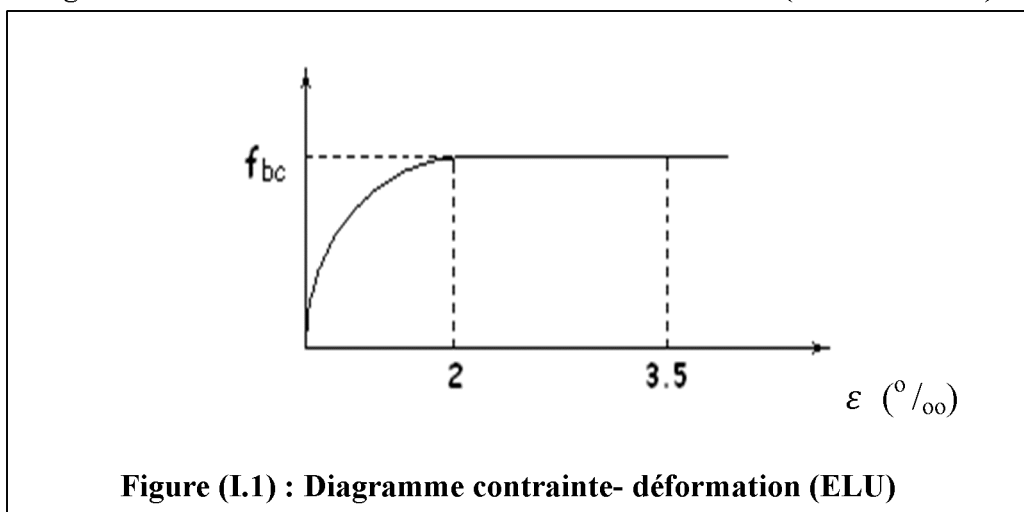
θ : coefficient d'application des actions considérées, telle que :

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

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

$\theta = 0.85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

A 28j on a $F_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ en situation courante.

Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU :(BAEL/A.4.3.4)

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$ compression pure

Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton.

$2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰}$ compression avec flexion.

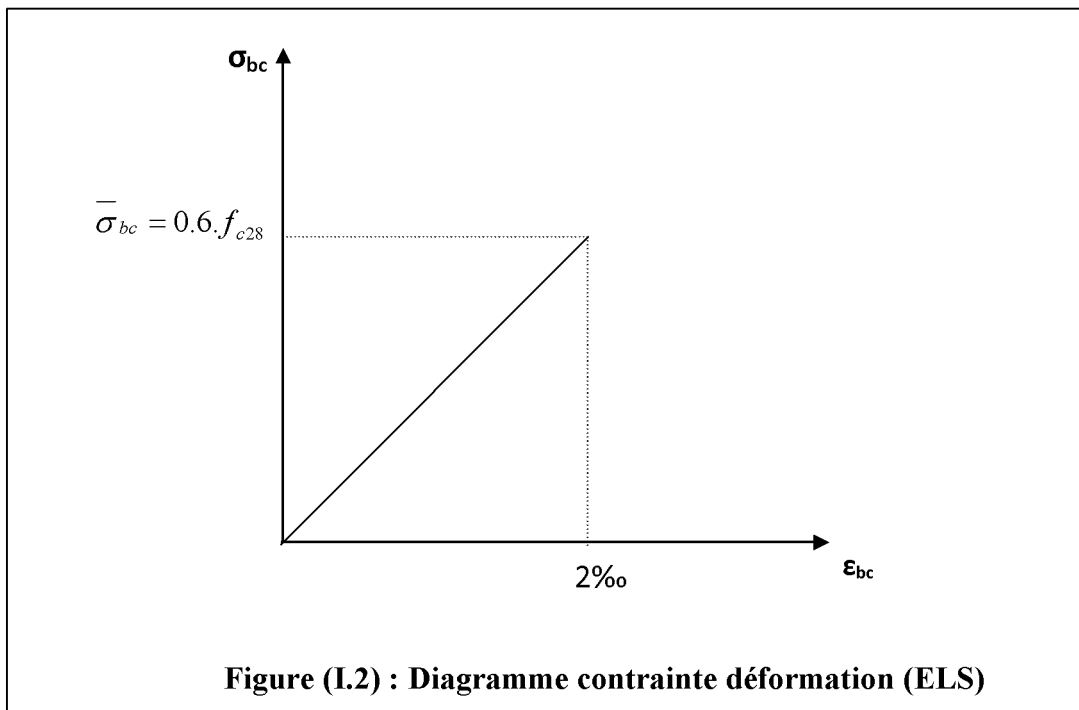
En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

▪ **état limite de service (BAEL/A.4.5.2) :**

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.

La contrainte limite ultime de service à la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa (à 28j d'âge)}$$



g)-contrainte limite de cisaillement à l'ELS :(BAEL 91 modifier en 99 ; ART5-1)

elle est donnée par : $\tau = v_u / b \cdot d$

v_u : effort tranchant

b : largeur

d : hauteur utile $d = h - c$

$\tau_u \leq \min \{0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}\}$ si la fissuration est non préjudiciable

$\tau_u \leq \min \{0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}\}$ si la fissuration préjudiciable est très préjudiciable

I.4.2. ACIERS :

a-généralité :

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction classés en trois catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215Mpa 235Mpa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400Mpa et 500Mpa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

b-module d'élasticité longitudinale E_s :

Il est pris égal à 2.10^5 Mpa

c-contraintes limites σ_{st} :

➤ A L'ELU

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$ telle que γ_s est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 → situation courante

1.00 → situation accidentelle

➤ A L'ELS

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

- **Fissuration peu nuisible : (A.4.5.32)**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

- **Fissuration préjudiciable: (A.4.5.33)**

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad \text{MPa}$$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

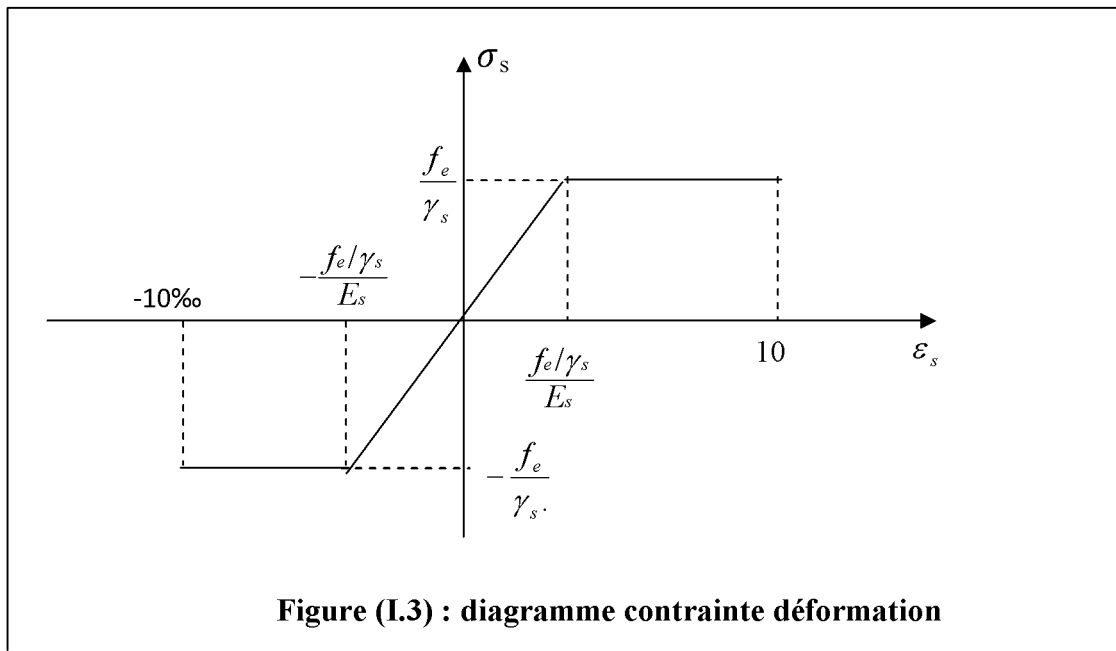
$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad \text{en MPa}$$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour les ronds lisses

$\eta=1.3$ pour les fils dont le diamètre $<$ à 6mm

$\eta=1.6$ pour les hauts adhérences(HA)

d) diagramme contrainte déformation (Art A.2.2.2/BAEL91)**e) Enrobage (protection des armatures) :**

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$... pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3\text{cm}$... pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1\text{cm}$... pour les parois situées dans les locales.

Conclusion :

Nous avons énuméré dans ce chapitre des caractéristiques du projet et les normes pour les matériaux utilisés dans la structure selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 modifier 2003) et les états limite suivant les règles de calcul du béton armé (BAEL 91 modifier 99).

Dans le chapitre suivant nous allons procéder au pré-dimensionnement du projet et la descente de charge.



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments



Introduction :

Après avoir déterminé les éléments caractérisant notre structure, nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment ; tel que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

Nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges)

II.1. Pré dimensionnement des éléments :

II.1.1. Les planchers :

Sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et surcharges. Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée. Les fonctions essentielles des planchers sont :

- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- L'isolation thermique et phonique d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers. Dalle pleine et dalle en corps creux; qui constitués d'un corps creux d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec : h_t : hauteur du plancher.

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

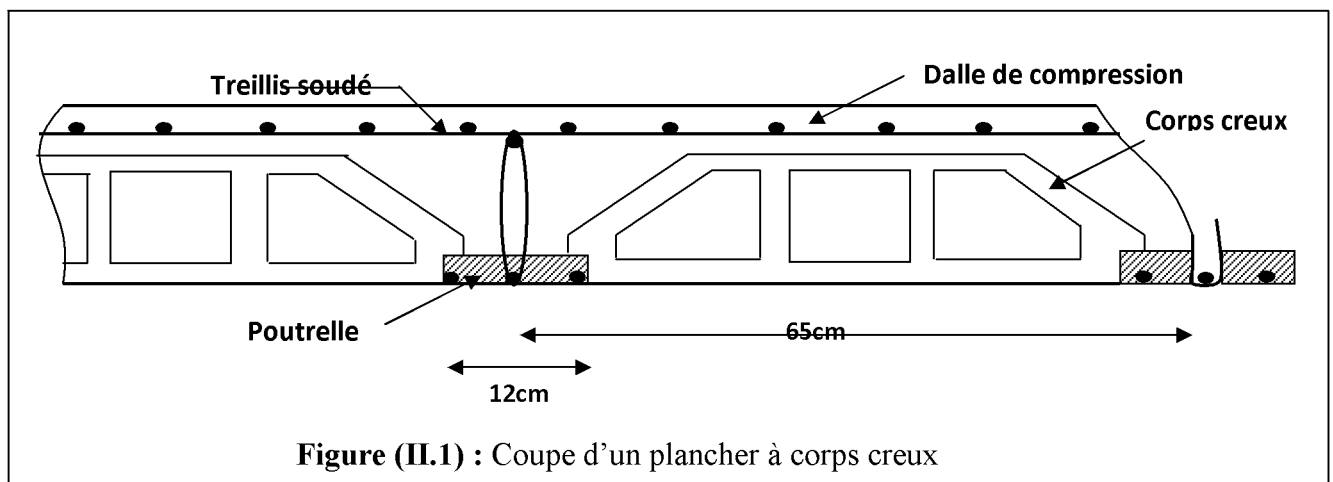
$$L = 360 - 40 = 320 \text{ cm}$$

$$h_t = (320/22.5) = 14.22 \text{ cm.}$$

On adopte: $h_t = 20 \text{ cm.}$ —————> Corps creux (16+4).

Avec : Epaisseur du corps creux : 16cm.

Epaisseur de la dalle de compression : 4cm.



II.1.2. Les poutres :

On distingue des poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et des poutres secondaires qui assurent le chaînage. On gardera une section rectangulaire constante pour tous les niveaux.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA 99, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Largeur: } b \geq 20\text{cm.} \\ \text{Hauteur: } h \geq 30\text{cm.} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5 + b_1. \end{array} \right\} \text{(RPA99. Art 7.5.1)}$$

a).Poutres principales :

Elles sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles, ce qui les rendent plus sollicitées que les poutres secondaires.

La hauteur des poutres principales est donnée par : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : portée entre nus d'appuis

Donc : $(320/15) \leq h \leq (320/10) \longrightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm.}$

On adopte : h = 35 cm.

La largeur des poutres est déterminée par $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$

La section des poutres principales est: $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

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

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30\text{cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/30 = 1,16 \leq 4$ condition Vérifiée.

b).poutres secondaires (chaînage) :

Ce sont les poutres qui sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est la transmission des efforts aux poutres porteuses.

Détermination de la hauteur : $L = 360 - 40 = 320\text{cm}$

$(320/15) \leq h \leq (320/10) \longrightarrow 21,33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm.}$

On opte : h = 30 cm.

La largeur des poutres est déterminée par $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$

On opte pour une section de (30.25)

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

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm}$ condition Vérifiée.
- $h_t/b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1,2 \leq 4$ condition Vérifiée.

Conclusion : les dimensions des poutres principales et secondaires sont conformes au RPA modifié 2003, donc elles sont retenues définitivement.

II.1.3. Les voiles :

Les voiles sont les éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils sont destinés d'une part au transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part à la stabilité de l'action des charges horizontal (fonction de contreventement).

L'épaisseur minimale d'un voile ne doit pas être inférieure à 15cm, elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a = \max \begin{cases} h_e / 25 \\ h_e^2 / 22 \\ h_e^3 / 20 \end{cases}$$

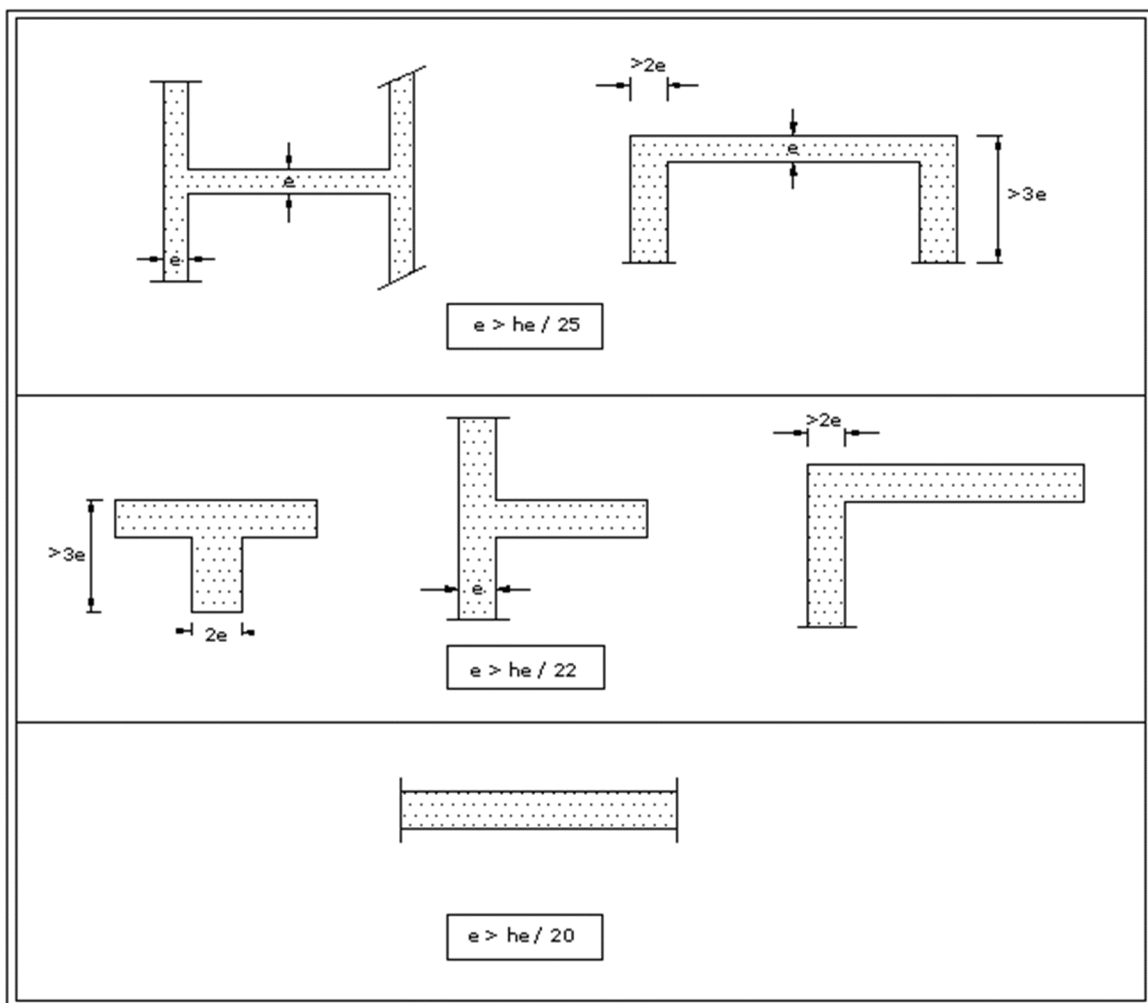


Figure (II.2) : Coupe de voile en plan.

Pour notre ouvrage:

RDC:

$$h_e = h - a = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a > h_e / 20 = 388 / 20 = 19.4 \text{ cm}$$

Etage courant:

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a > h_e / 20 = 286 / 20 = 14,30 \text{ cm}$$

Donc: $a = 20 \text{ cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur.

Conclusion : les dimensions des voiles sont conformes au RPA99 modifié 2003, donc elles sont retenues définitivement.

Condition	Voile de RDC	Voile d'étage courant	Observation
$L_{\min} > 4a$	$L_{\min} = 160 \text{ cm}$	$L_{\min} = 160 \text{ cm}$	Vérifier
	$4a = 80 \text{ cm}$	$4a = 80 \text{ cm}$	Vérifier

Tableau (II.1) : vérification des voiles conformément à l'art 7.7.1 de RPA99

II.1.4. Les poteaux :

La section du béton sera déterminée selon l'effort centré maxima de compression. La section est donc calculée selon la formule donnée par le CBA 93 l'article B.8.4.1

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Où :

B_r : section du poteau (en cm^2).

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

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

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_s = 1.15$; Coefficient de sécurité pour le cas général de l'acier.

$\gamma_b = 1.5$; Coefficient de sécurité pour le cas général du béton.

α : coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda/35)^2) \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,60 (50/\lambda)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On choisi un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour que l'hypothèse des compressions centrées soit toujours vérifiée d'ou :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$$

On suppose que $A = 0$

Donc :

$$N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b).$$

D'où :

$$B_r \geq 7,63 N_u$$

Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau :

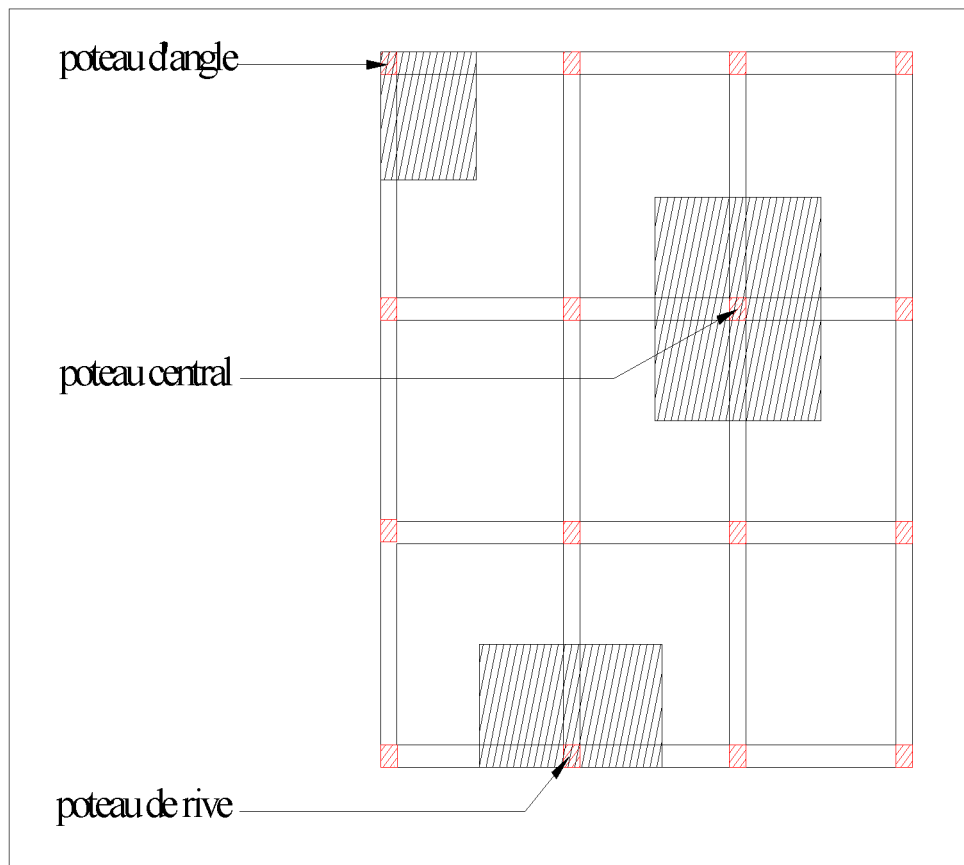


Figure (II.3) : Evaluation des charges verticales.

On admettant la discontinuité des différents éléments de plancher (hourdis, poutrelle, poutre) ainsi que celle de travées prise en compte, on doit majorer les charges évaluées :

- De 10% pour les poteaux centraux
- Les charges évaluées sur le poteau de rive et d'angle n'étant pas réduites.

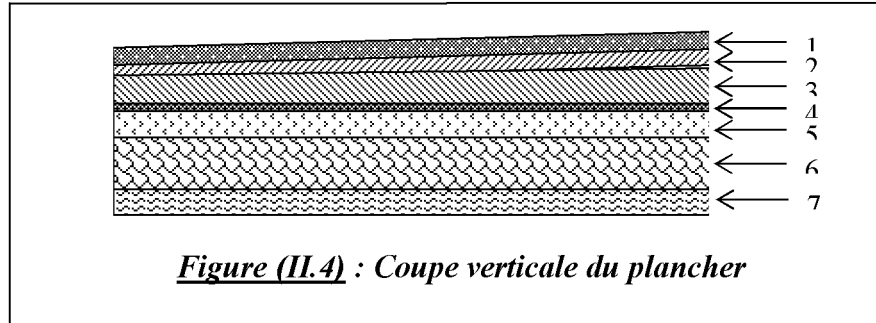
II.2. Détermination des charges et surcharges

A) Charges permanentes

❖ Les planchers

❖ Plancher terrasse :

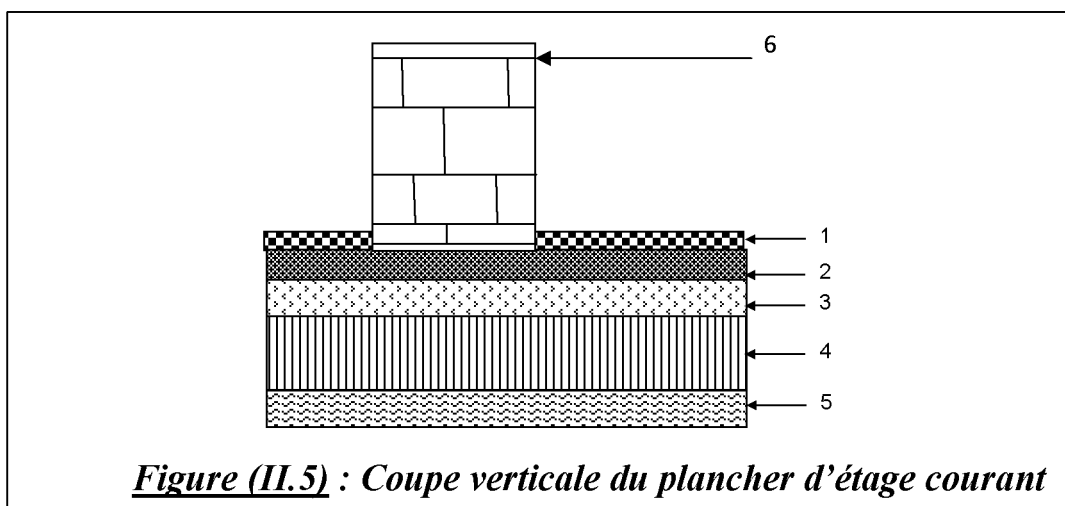
La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection avec une pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.



N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22.00	1.54
4	Isolation thermique (liège)	0.04	04.00	0.16
5	Feuille polyâne	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04	/	2.85
7	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G_{TOTALE}				5.88 (KN/m²)

Tableau (II.2) : Charge permanente due aux planchers terrasse.

❖ Plancher étage courant.

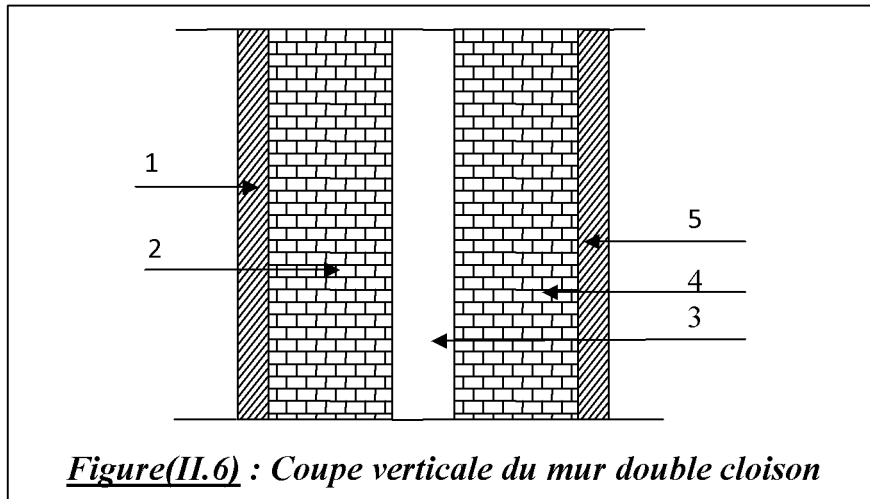


N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement Dalle de sol	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20.00	0.60
3	Couche de sable	0.03	22.00	0.66
4	Plancher en corps creux (16+4)	0.16+0.04	/	2.85
5	Enduit sous plafond	0.02	10.00	0.20
6	Cloison de séparation interne	0.10	09.00	0.90
G_{TOTALE}				5.61(KN/m ²)

Tableau(II.3) : Charge permanente due aux planchers étage courants.

❖ **Les murs**

- a) **Murs extérieurs :** En double cloisons de briques creuses d'épaisseur égale à 10cm et une lame d' air de 5cm.



Figure(II.6) : Coupe verticale du mur double cloison

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18.00	0.36
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G_{TOTALE}				2.36 (KN/m ²)

Tableau (II.4) : Charges permanentes des murs extérieurs.

b) **Murs intérieurs** : En briques creuses de 10cm d'épaisseur.

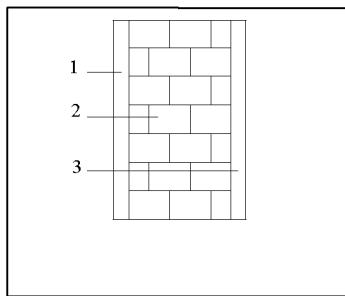


Figure (II.7) : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
G_{TOTALE}				1.30 (KN/m²)

Tableau (II.5) : Charges permanentes des murs intérieur.

❖ **L'acrotère :**

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

$$G_{acr} = \rho_{\text{béton}} \times S_{acr}$$

Avec : $\rho_{\text{béton}}$: masse volumique du béton = 25KN/m³.

S_{acr} : section longitudinale de l'acrotère.

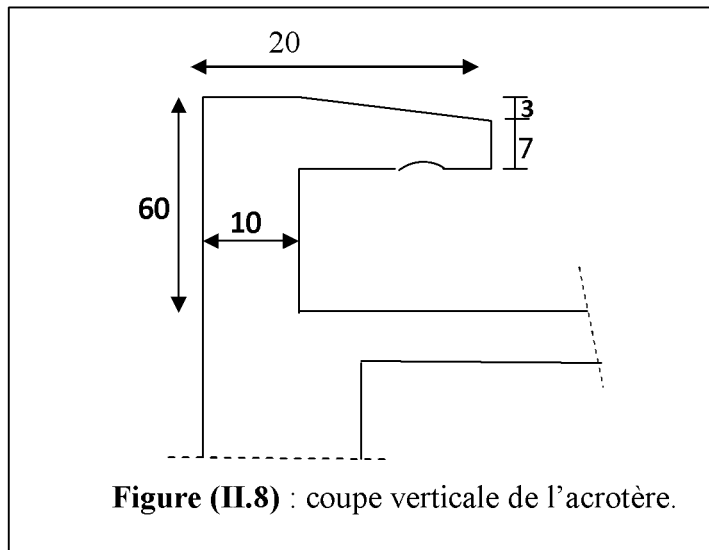


Figure (II.8) : coupe verticale de l'acrotère.

$$G_{acr} = 25 \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) \right] = 1,713 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 1,713 \text{ KN/ml}$$

B) Surcharge d'exploitation :

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

Désignations	Surcharges D'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant : à usage d'habitation	1.50
Plancher du RDC+ 1 ^{er} +2 ^{ème} : à usage commercial	2.50
Escaliers desservants les différents étages	2.50
Acrotère	1.00

II.3. Descente de charges :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface D'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau E2 (voir plan).

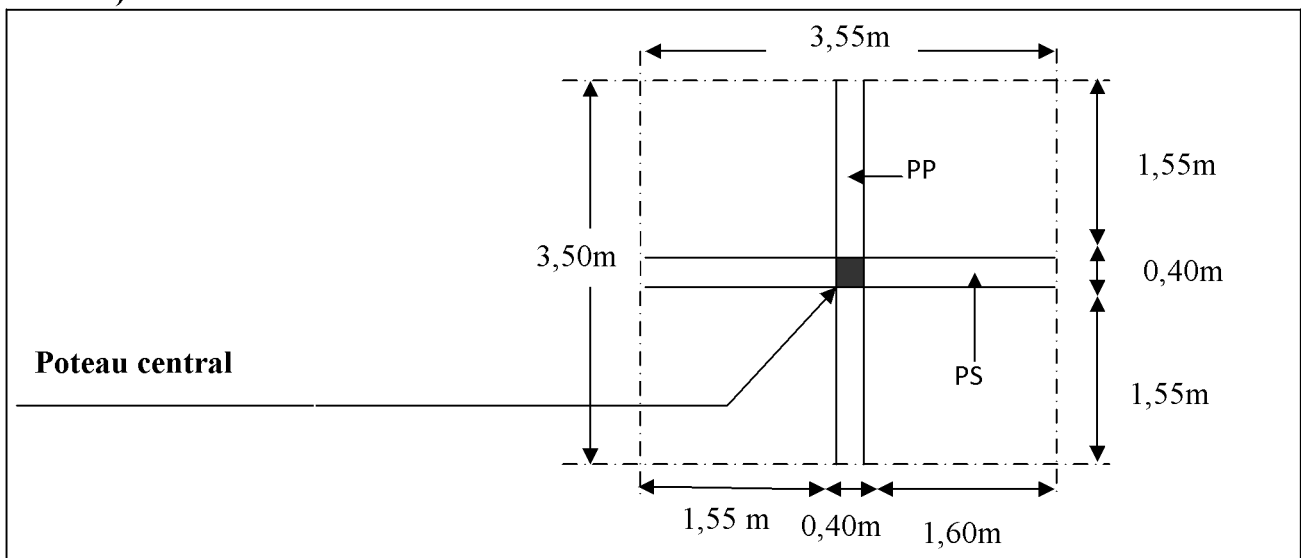
II.3.1. Charges et surcharges revenant au poteau B2 :**A) Surface d'influence :**

Figure (II.9): surface d'influence du poteau central

- **Section brute :**

$$S = (1,55+0,40+1,55) (1,55+0,40+1,60) = 12,425 \text{ m}^2.$$

- **Section net :**

$$S' = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$$S' = (1,55+1,55) (1,55+1,60) = 9,765 \text{ m}^2.$$

$$S' = 9,765 \text{ m}^2.$$

B) Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant à chaque plancher :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	5,88	1,00
Plancher étage courant à usage d'habitation	5,61	1,50
Plancher rez-de-chaussée + 1 ^{er} + 2 ^{eme} (commercial)	5,61	2,50

C) Charges permanentes totales❖ **Poids des planchers : P = G S'**➤ **Plancher terrasse**

$$P = 5,88 \times 9,765 = 57,418 \text{ KN.}$$

➤ **Plancher étage courant**

$$P = 5,61 \times 9,765 = 54,782 \text{ KN.}$$

❖ **Poids des poutres**➤ **Poutres principales**

$$P_{pp} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,20 = 8,40 \text{ KN.}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$P_{ps} = 0,25 \times 0,30 \times 25 \times 3,10 = 5,813 \text{ KN.}$$

D'où le poids total des poutres

$$P = 8,40 + 5,813 = 14,213 \text{ KN.}$$

❖ **Poids des poteaux**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure:

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$h = 40 \text{ cm.}$$

– Poids des poteaux du sous-sol et RDC :

$$P = 0,40 \times 0,40 \times 4,08 \times 25 = 16,32 \text{ KN.}$$

– Poids des poteaux des étages courants :

$$P = 0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ KN.}$$

II.3.2. Surcharges d'exploitation :

A) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

La dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéeité du chargement sur tous les planchers.

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3, ..., n. numérotés à partir du sommet du bâtiment.

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,95 (Q_1+Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,90 (Q_1+Q_2+Q_3) \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \\ n &\geq 5 \end{aligned}$$

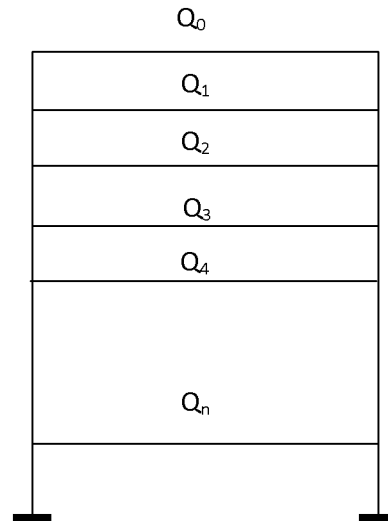


Figure (II.10) : Loi de dégression des surcharges.

B) Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687

$$\begin{aligned} Q_0 &= 1 \times Q = 1 \times 12,425 = 12,425 \text{ KN} \\ Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 &= 1,5 \times Q = 1,5 \times 12,425 = 18,638 \text{ KN} \\ Q &= Q = 2,5 \times Q = 2,5 \times 12,425 = 31,063 \text{ KN} \end{aligned}$$

C) Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 12,425 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 12,425 + 18,638 = 31,063 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 12,425 + 0.95 (18,638 \times 2) = 47,425 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12,425 + 0.90 (18,638 \times 3) = 62,748 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12,425 + 0.85 (18,638 \times 4) = 75,794 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12,425 + 0.80 (18,638 \times 5) = 86,977 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12,425 + 0.75 (18,638 \times 6) = 96,296 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 12,425 + 0,714(96,296 + 31,063) = 103,359 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 12,425 + 0,687(103,359 + 31,063) = 104,773 \text{ KN}$$

D) Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau :

Niv	G (KN)					Q (KN)		N (KN)	S(cm ²)		
	G _{plancher}	G _{poteau}	G _{poutre}	G _{totale}	G _{cumulée}	Q	Q _{cumulée}	G _c +Q _c	S _{trouvée}	S _{adoptée}	Vérification
8	57,418	/	14,213	71,631	71,631	12,425	12,425	84,056	56,037	30X30	Vérifié
7	54,784	12,24	14,213	81,237	152,868	31,063	43,488	196,356	130,904	30X30	Vérifié
6	54,784	12,24	14,213	81,237	234,105	47,425	90,913	325,018	216,678	30X30	Vérifié
5	54,784	12,24	14,213	81,237	315,342	62,748	153,661	451,003	300,669	35X35	Vérifié
4	54,784	12,24	14,213	81,237	396,579	75,794	229,455	626,034	417,356	35X35	Vérifié
3	54,784	12,24	14,213	81,237	477,816	86,977	316,432	794,248	529,523	35X35	Vérifié
2	54,784	12,24	14,213	81,237	559,053	96,296	412,728	971,781	611,854	40X40	Vérifié
1	54,784	12,24	14,213	81,237	604,290	103,359	516,087	1120,377	746,918	40X40	Vérifié
RDC	54,784	16,32	14,213	85,317	725,607	104,773	620,860	1346,467	897,645	40X40	Vérifié

II.4. Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99 :

- ❖ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone IIa.
 - ❖ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_c/20 = \frac{300-20}{20} = 14\text{ Cm}$
 - ❖ $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$
- } Conditions vérifiées.

Conclusion

Les valeurs sont conformes aux exigences du RPA, donc les sections adoptées sont de $(40 \times 40)\text{ cm}^2$ pour tous les niveaux.

II.5. Vérification au flambement :

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

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99}).$$

Avec :

λ est l'élancement du poteau, L_f la longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$), L_0 la longueur libre du poteau et i est le Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{avec: } I: \text{Moment d'inertie.}$$

$B = a \cdot b =$ Section transversale du poteau.

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

Tableau : Vérification de l'élancement.

	$L_0 = 4,08\text{ m}$	$L_0 = 3,06\text{ m}$
Section du poteau (cm)	40X40	40X40
λ	24,734	18,550

Donc l'élancement $\lambda \leq 50 \Rightarrow$ la condition est vérifiée (Pas de risque de flambement).

Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher $h_t = 20\text{cm}$ soit un plancher de $16+4\text{ cm}$.
- Section des poutres principales $(30 \times 35)\text{ cm}^2$.
- Section des poutres secondaires $(25 \times 30)\text{ cm}^2$.
- Sections des poteaux : $(40 \times 40)\text{ cm}^2$: pour tous les niveaux.
- Epaisseur des voiles : $a = 20\text{cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains Chapitres.



CHAPITRE III
CHAPITRE III

Calcul des éléments



III.1. Calcul de l'acrotère

Introduction :

L'acrotère est un élément non structural de la structure (il ne fait pas partie du système de contreventement), il est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontal

($Q=1\text{KN/ml}$) du à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

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

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et sera vérifié à L'ELS.

a) Dimensions de l'acrotère

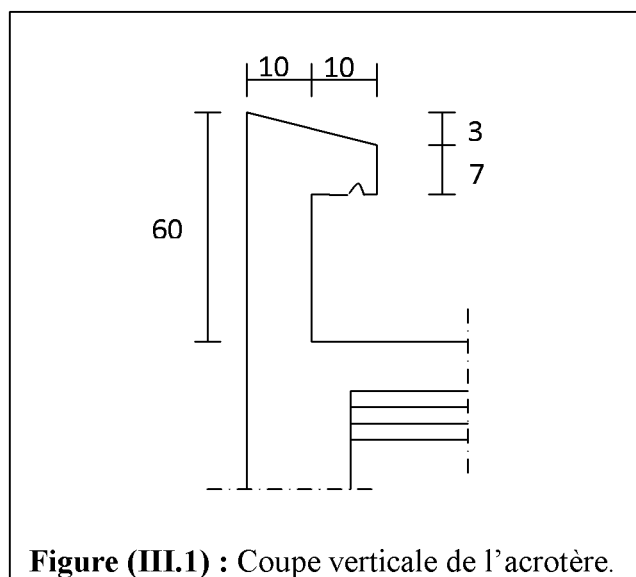


Figure (III.1) : Coupe verticale de l'acrotère.

b) Schéma statique

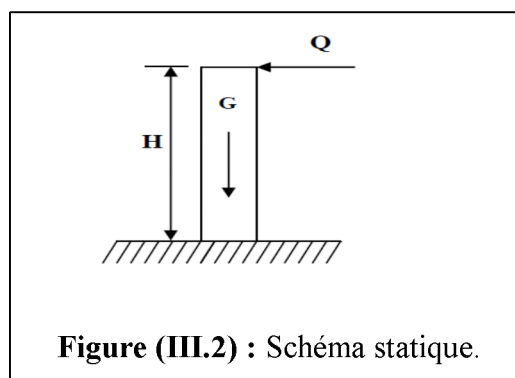


Figure (III.2) : Schéma statique.

III.1.1. Détermination des sollicitations :

❖ Evaluation des charges

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho * S * L \text{ et } L = 1 \text{ ml}$$

Avec : ρ : masse volumique du béton et S : section transversale de l'acrotère.

$$G = 25[(0,60 \times 0,10) + (0,10 \times 0,10) + (\frac{0,03 \times 0,10}{2})] = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

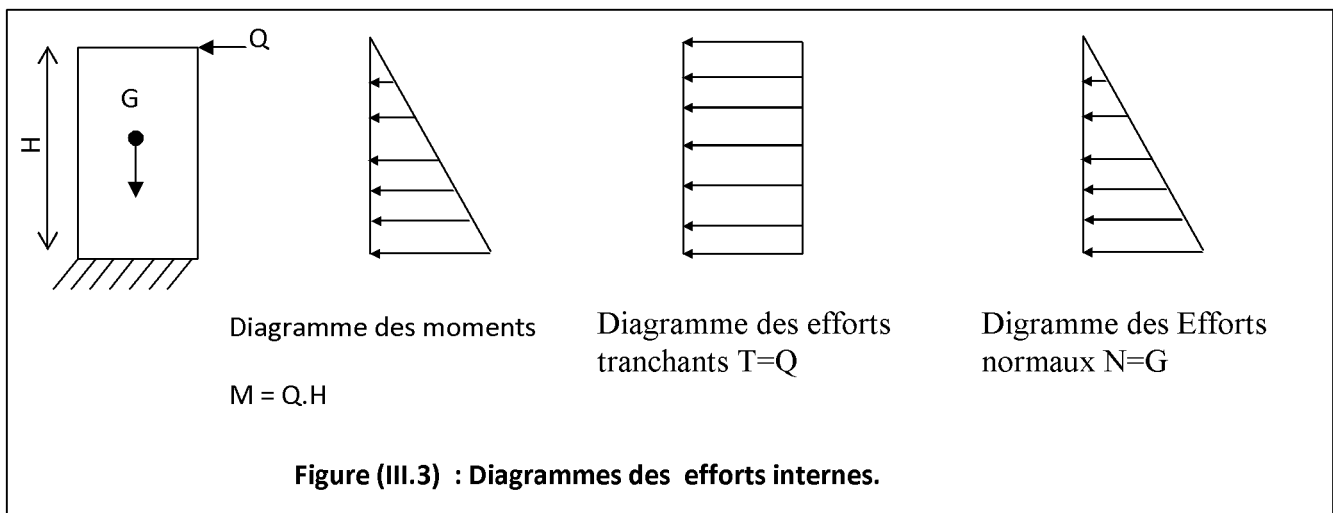
$$G = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

❖ Les sollicitations

- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 \text{ ml} = 1.7125 \text{ KN.}$
- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T_Q = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN.}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m.}$
- Moment de flexion dû à G : $M_G = 0$

❖ Diagrammes des efforts internes



III.1.2. Combinaisons de charges :

A l'ELU : La combinaison est : $1.35G + 1.5Q$

$$\begin{cases} N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN.} \\ M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m.} \\ T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$$

A l'ELS : La combinaison est : $G + Q$

$$\begin{cases} N_s = N_G + N_Q = 1.7125 = 1.7125 \text{ KN.} \\ M_s = M_G + M_Q = 0.6 = 0.6 \text{ KN.m.} \\ T_s = T = 1 \text{ KN.} \end{cases}$$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à un effort normal «N» et un moment de renversement «M».

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à l'ELS.

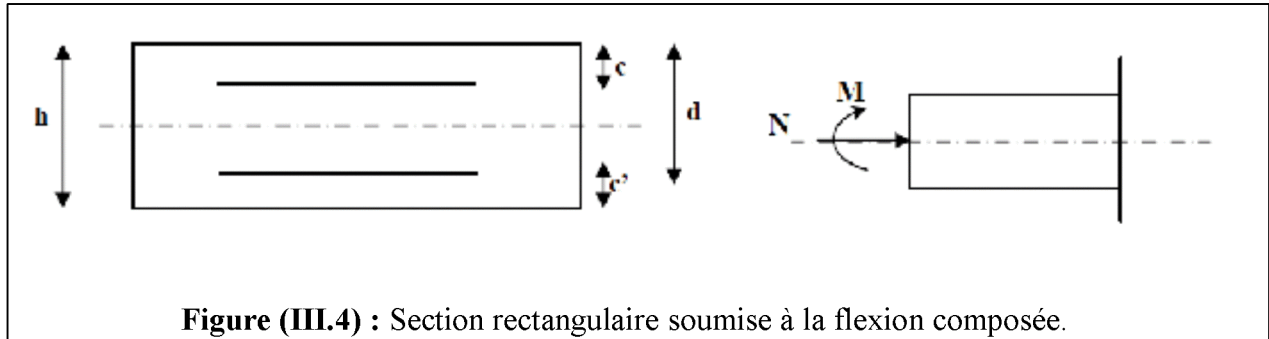


Figure (III.4) : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 2cm

$d = h - c$: Hauteur utile.

a) Calcul des armatures à L'ELU**➤ Position de l'excentricité (centre de pression) à l'ELU**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,3896 \text{ m}$$

donc : $e_u > a$

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} = 0,03 \text{ m}$$

$e_u > [(h/2) - c]$ d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) est à l'extérieur de la section délimitée par les armatures. L'effort normal « N_u » est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. On fait un calcul en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif « M_{fu} ».

a : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

Avec :

M_u : moment du a la compression.

N_u : effort de compression.

e_u : l'excentricité.

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M_f), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

❖ Calcul en flexion simple :**➤ Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,31 \times \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{0,97 \times 10^3}{1(0,10 - 0,02)^2 14,2 \cdot 10^6} = 0,01066 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$\mu_u = 0,01066 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{0,97 \times 10^5}{0,994 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_f = 0,35 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée :**➤ **La section des armatures réelles :**

$$A_f = A_u - \frac{N_u}{f_{su}} \rightarrow A_u = A_f + \frac{N_u}{f_{su}} = 0,35 + \frac{2,31}{34,8} = 0,284 \text{ cm}^2$$

Et

$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Non nécessité des armatures comprimées mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieurs due a la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,...etc. Ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc :

$$A_u = 0,284 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = A_u = 0,284 \text{ cm}^2$$

III.1.4. Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL 91/Art. A.4.2.1) :**

$$A \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - (0,445 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

$$\text{Avec :} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6 \times 10^2}{1,7125} = 35,04 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \left[\frac{35,04 - (0,445 \times 8)}{35,04 - (0,185 \times 8)} \right] = 0,906 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0,28 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,906 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera $A = A_{min} = 0,906 \text{ cm}^2$.

Soit : $A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de l'écartement dans les barres :

1- Armatures verticales

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{ 3h, 33 \text{ cm} \} = \min \{ 30, 33 \} = 30 \text{ cm}$$

2- Armatures de répartition :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

c) Vérification au cisaillement (BAEL91/ Art 5.1.1) :

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \gamma_b = 1,5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec : } V_u = T_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^3 \times 8} = 0,1879 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaire

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1.3) :

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

Avec : ψ_s : coefficient de scellement = 1,5 (acier de haute adhérence)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 8 = 100,5 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 100,5} = 0,207 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Longueur de scellement droit (BAEL 91/ Art 1.2.2)**

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

III.1.5. Vérification à l'ELS :

On doit vérifier :

- ✓ la contrainte dans les aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
- ✓ la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

• Dans les aciers :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \quad (\text{Art A4.5.33/BAEL91})$$

$\eta = 1.6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA) $O \geq 6$ mm.

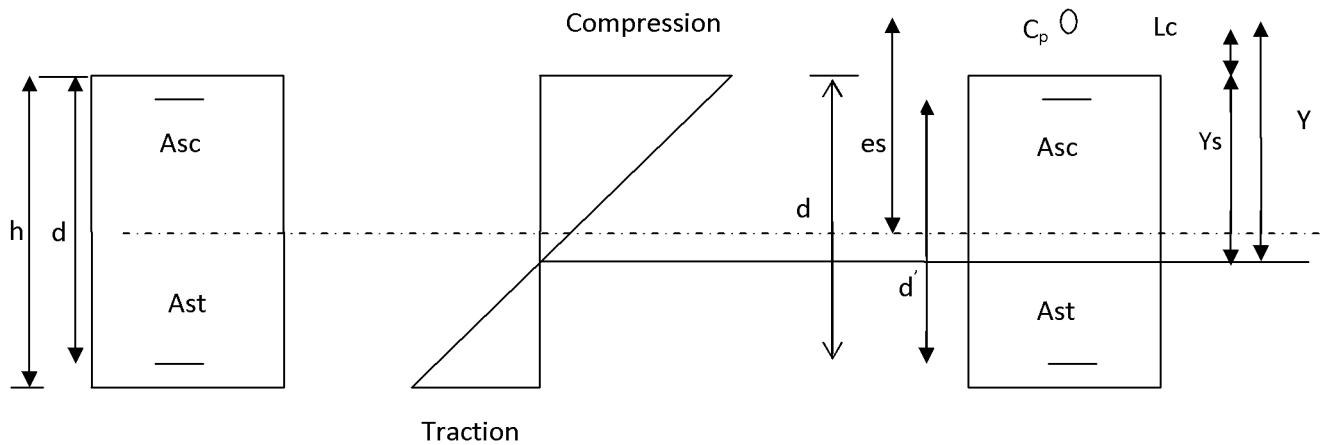


Figure (III.5) Répartition des contraintes dans l'acrotère

$$\bar{\sigma}_s = \min [226,67, 201,63] = 201.64 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 47,69$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,92 \times 80 \times 2,01 \times 10^2} = 40,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 40,56 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.64 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Dans le béton

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{40.56}{47.69} = 0,8504 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,8504 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS

- Armatures principales 4HA8 = 2,01 cm² avec S_t = 25 cm
- Armatures de répartitions 4HA8 = 2,01 cm² avec S_t = 25 cm

Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99/ Art 6.2.3) :

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismique suivante la formule :

$$F_p = 4 A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone II.a, groupe d'usage 2)

⇒ $A = 0,15$ (RPA99/ Art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires $C_p = 0,3$

W_p : poids propre de l'élément. $W_p = 1,7125$ KN/ml

Donc :

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,7125 = 0,308$ KN/ml $< Q = 1$ KN/ml

La condition étant vérifiée alors le ferrailage adopté précédemment reste convenable

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment

III.2. Calcul des planchers :

Introduction :

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier qui sont disposées suivant la petite portée, ces dernières possèdent des armatures d'attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

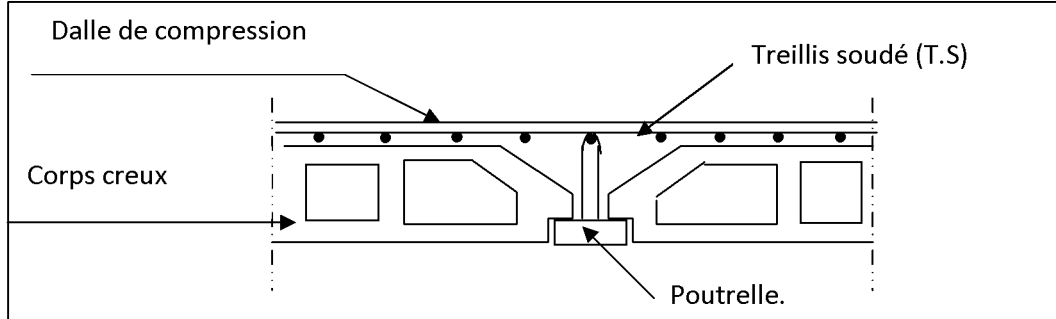


Figure (III.7) : coupe d'un plancher à corps creux

III.2.1. calcul de la dalle de compression :

Elle a une épaisseur de 4 cm, coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE 520 dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

➤ 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

(BAEL 91/Art B.8.6 423)

La largeur de l'hourdis :

$50 \text{ cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm}$ (L' : entre axe des poutrelles)

- Armature perpendiculaire aux poutrelles :

$$A \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec : } L' = 65 \text{ cm}$$

Nous adaptons : $5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Armature parallèles aux poutrelles :

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

On prend : $5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$

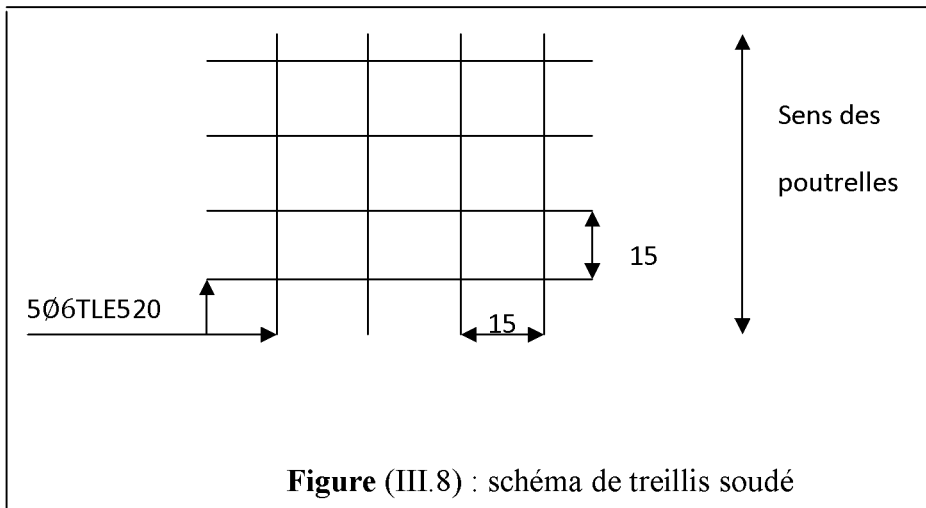


Figure (III.8) : schéma de treillis soudé

III.2.2. Calcul des poutrelles :

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

- **Etape 1 : avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à $4 \times 12 \text{ cm}^2$

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (BAEL 91/ Art B.6.1.1).

A. Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
 $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

B. Calcul à l'ELU :

Nous ferons la fissuration non préjudiciable ($L=4,60 \text{ m}$)

❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,10^2}{8} = 3,003 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,10}{2} = 3,875 \text{ KN}$$

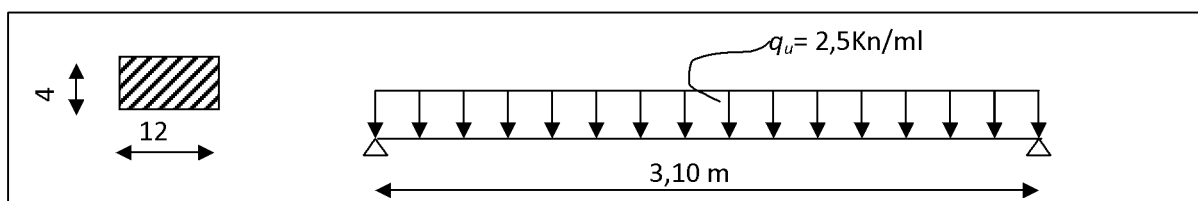


Figure (III.9) : schémas statique de la poutrelle

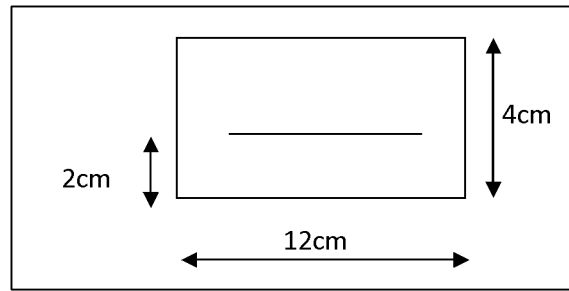
C. Ferrailage :

Soit :

C : l'enrobage (c=2 cm)

d= h – c : la hauteur utile.

$$d = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$



$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{b_u}} = \frac{3,003 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 4,406 > 0.392$$

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

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 étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. (Espacement entre étais : 80 à 120 cm).

• **Etape 2 : après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher. Elle travaille en flexion simple.

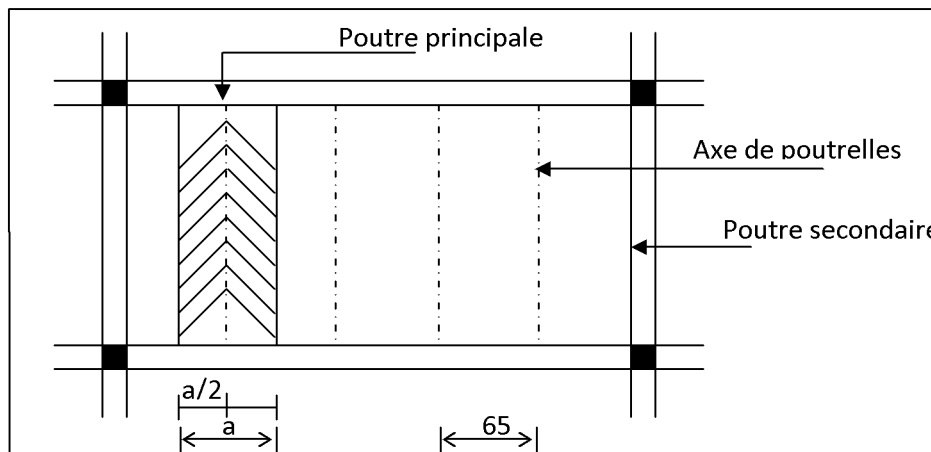


Figure (III.10.) : surface revenant aux poutrelles.

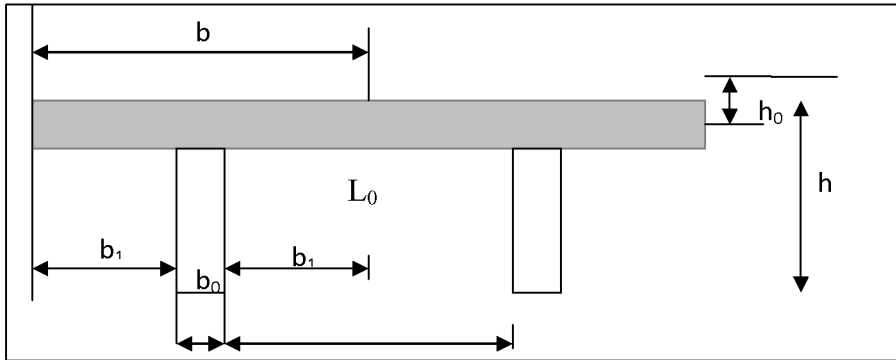
A. Détermination de la largeur de la table de compression : (BAEL91 / Art A.1.,3)

Figure (III.11) : construction de la section en T

Avec :

 L_0 : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles. $(L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm})$ b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$) h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$) L : la plus grande portée libre de la poutrelle ($L = 495 \text{ cm}$)✓ **Largeur de la table a mi-travée :**

La largeur b_1 de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible valeur ci-dessous :

$$-b_1 \leq \frac{1}{2} L_0 = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$-b_1 \leq \frac{1}{10} L = \frac{310}{10} = 31 \text{ cm}$$

$$-b_1 \leq \frac{2}{3} X$$

Avec : X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché :

$$-b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{310}{2} \right) = 103,33 \text{ cm}$$

$$-b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3} X$$

Avec : L_1 et L_2 : distances de la portée des poutres

$$-b_1 \leq \frac{310 + 310}{40} + \frac{2}{3} \left(\frac{310}{2} \right) = 118,83 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min (26,5; 31; 103,33; 118,83)$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

B. Poids des planchers repris par la poutrelle :

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	$5,88 \times 0,65 = 3,822$	$1 \times 0,65 = 0,65$
Plancher étage courant à usage habitation	$5,61 \times 0,65 = 3,647$	$1,5 \times 0,65 = 0,975$
Plancher de service	$5,61 \times 0,65 = 3,647$	$2,5 \times 0,65 = 1,625$

C. Combinaison de charges :

Plancher	ELU(1,35G+1,5Q)(KN/ml)	ELS(G+Q)(KN/ml)
Plancher terrasse	6,135	4,472
Plancher étage courant à usage habitation	6,386	4,622
Plancher de service	7,360	5,272

III.2.3. Etude du plancher RDC + 1^{er} + 2^{eme} (à usage commercial) :

III.2.3.1. Choix de la méthode de calcul :

- La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

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

A) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1) La charge d'exploitation $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11,22 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée

3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
 \Rightarrow Condition vérifiée

4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} > 1,25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{310}{310} = 1,00$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{310}{280} = 1,11$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{280}{310} = 0,90$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{310}{310} = 1,00$$

\Rightarrow Condition vérifiée

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.3.2. Calcul à l'ELU :**a. Charge reprise par la poutrelle :**

$$q_u = 7,360 \text{ KN/ml}$$

b. Rapport de charges :

$$\alpha = \frac{q}{q+g} = \frac{2,5}{2,5+5,61} = 0,308$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0,3 \alpha = 1,092 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,646 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,546 \end{array} \right.$$

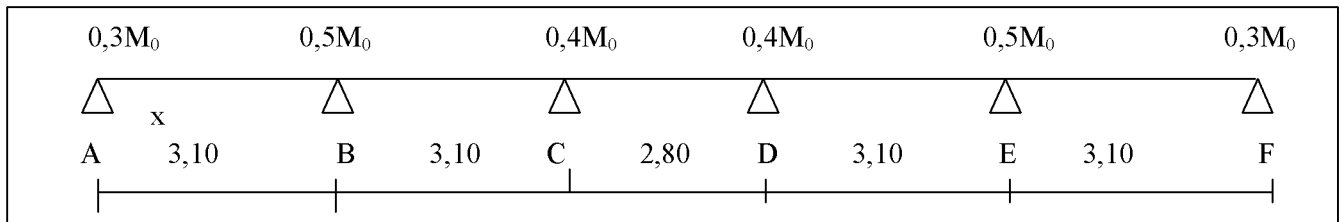
c. Calcul des moments isostatiques :

Figure (III.12) : schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0DE} = M_{0EF} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,360 \times (3,10)^2}{8} = 8,841 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,360 \times (2,80)^2}{8} = 7,213 \text{ KN.m}$$

d. Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3 M_{0AB} = 0,3 \times 8,841 = 2,652 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_{0AB} = 0,5 \times 8,841 = 4,421 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_{0CD} = 0,4 \times 7,213 = 2,885 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 M_{0CD} = 0,4 \times 7,213 = 2,885 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 M_{0DE} = 0,5 \times 8,841 = 4,421 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{0DE} = 0,3 \times 8,841 = 2,652 \text{ KN.m}$$

e. Calcul des moments en travées :**- Travée de rive :**

1) $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$ et $(1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$

2) $M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right)M_0$

Travée intermédiaire :

1) $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0$ et $(1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$

2) $M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_0$

f. Calcul des efforts tranchants :

$$T_{(x)} = \theta_{(x)} - q_x + \frac{M_{i+1} - M_i}{2} \quad (M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques})$$

Avec : $T_{(x)}$: effort tranchant dans la section d'abscisse x $\theta_{(x)} = \frac{q_u \times l_i}{2}$: effort tranchant isostatique

Les résultats sont donnés sous formée de tableau

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	8,841	2,652	4,421	6,131	10,837	-11,979
B-C	8,841	4,421	2,885	6,004	11,957	-10,859
C-D	7,213	2,885	2,855	4,994	10,304	-10,304
D-E	8,841	2,885	4,421	6,004	10,913	-11,903
E-D	8,841	4,421	2,652	6,131	11,979	-10,837

- M_0 la valeur maximal du moment fléchissent dans la «travée de comparaison» c'est-a-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.
- M_w et M_e respectivement la valeur absolue des moments sur appuis de gauche et de droite et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de travée considérée.

g. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

1. Moments fléchissant :

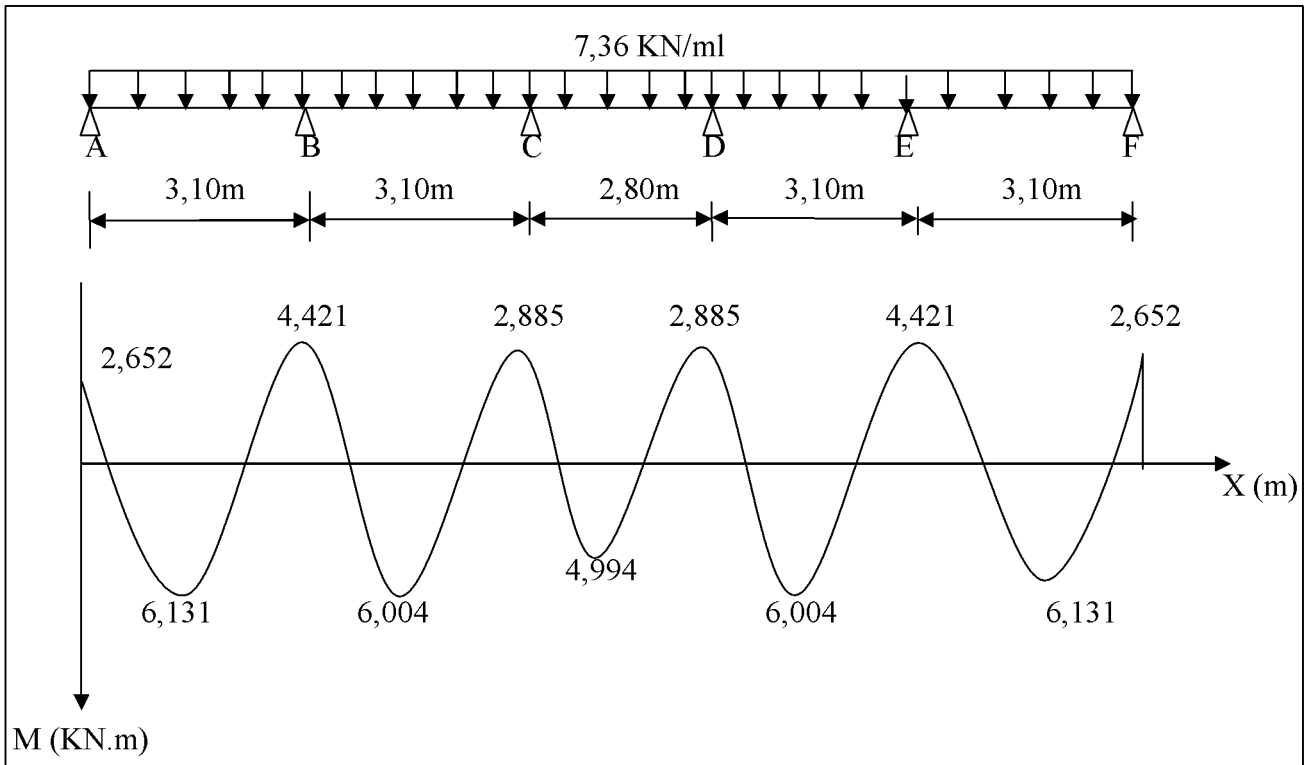


Figure (III.13) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

2. Efforts tranchants :

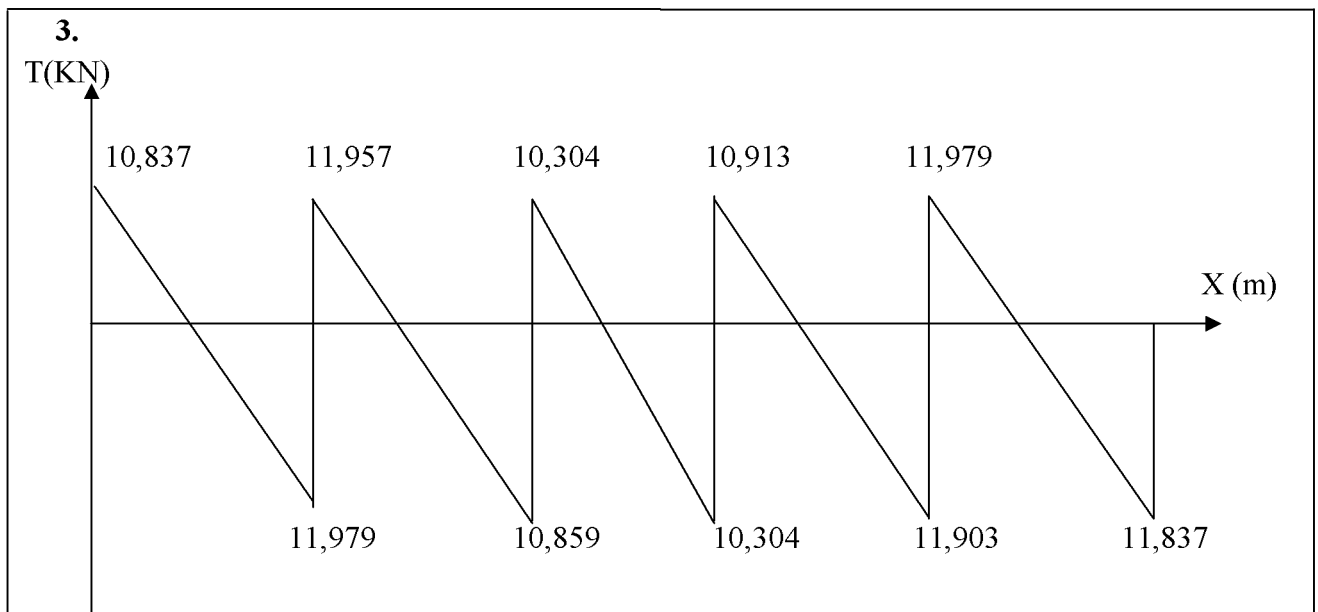


Figure (III.14) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

II.2.3.3. Calcul des armatures à l'ELU :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{\max} = 6,131 \text{ KN.m}$ et aux appuis avec le moment maximum $M_a^{\max} = 4,421 \text{ KN.m}$.

1. Armature longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dans les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

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

a) En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 6,131 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,131 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,020 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,131 \times 10^6}{0,990 \times 180 \times 348 \times 10^2} = 0,988 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_{st} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

b) Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4,421 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,080 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,421 \times 10^6}{0,958 \times 180 \times 348 \times 10^2} = 0,737 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_{st} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales :

a) Diamètres des barres (BAEL 91/ Art A.7.2.2) :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donnée par :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,00 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

φ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,00 cm

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec $A_t = 2 \phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

b) Espacement des armatures (BAEL91/ Art A.5.1, 22) :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} .$$

Donc :

$$\frac{1,01 \times 400}{12 \times 15} = 2,24 > 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.3.4. Vérification à l'ELU :**1. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2, 1)**

En travée :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,413 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

Sur appuis :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,261 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.1, 1) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right) \text{ «Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{11,979 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,554 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,554 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/ Art A.5.1, 3) :

➤ **Sur le béton :**

$$T_u^{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9d \times b_0 = 0,4 \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_u = 11,979 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{max} + \frac{M_d^{max}}{0,9d}) = \frac{1,15}{400} (11,979 - \frac{4,421}{0,9 \times 0,18}) = -0,044 < 0 \Rightarrow \text{les armatures calculées sont suffisantes.}$$

4. Ancrage des barres (BAEL 91/Art A.6.1, 23) :

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

$$\text{Longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_s} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : } L_e = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 /Art A.6.1, 3) :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \times d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n\pi\phi = 2 \times 3,14 \times 1,2 = 7,54 \text{ cm}$$

somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{11,979 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,4} = 0,981 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,981 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

III.2.3.5. Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de le poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors obtenir les valeurs des moments et les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,271}{7,360} = 0,716.$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	6,332	1,899	3,166	4,378	8,579	-7,761
B-C	6,332	3,166	2,062	4,303	6.985	-7,773
C-D	5,166	2,062	2,062	3,581	8.17	-8,17
D-E	6,332	2,062	3,166	4,303	8.526	-7,814
E-F	6,332	3,166	1,899	4,378	7.761	-8,579

a) Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

1. Moments fléchissant :

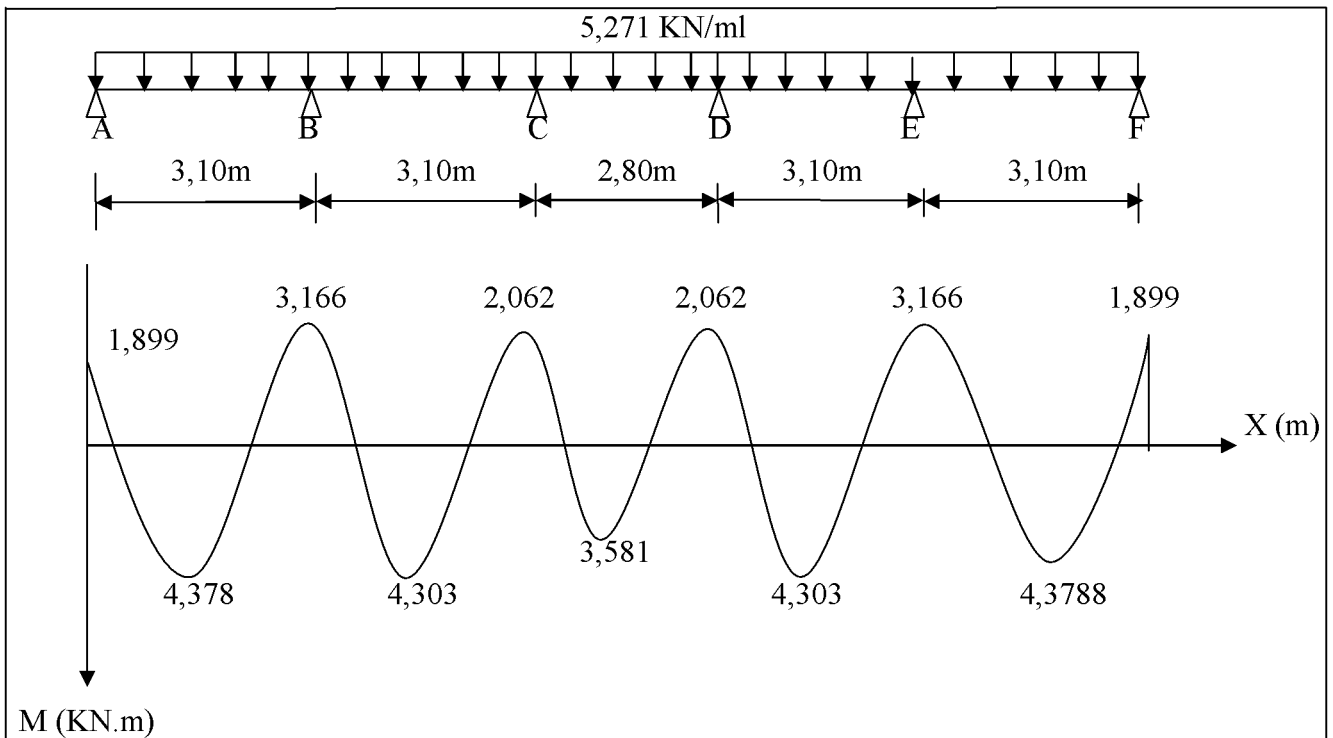


Figure (III.15) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

2. Efforts tranchants :

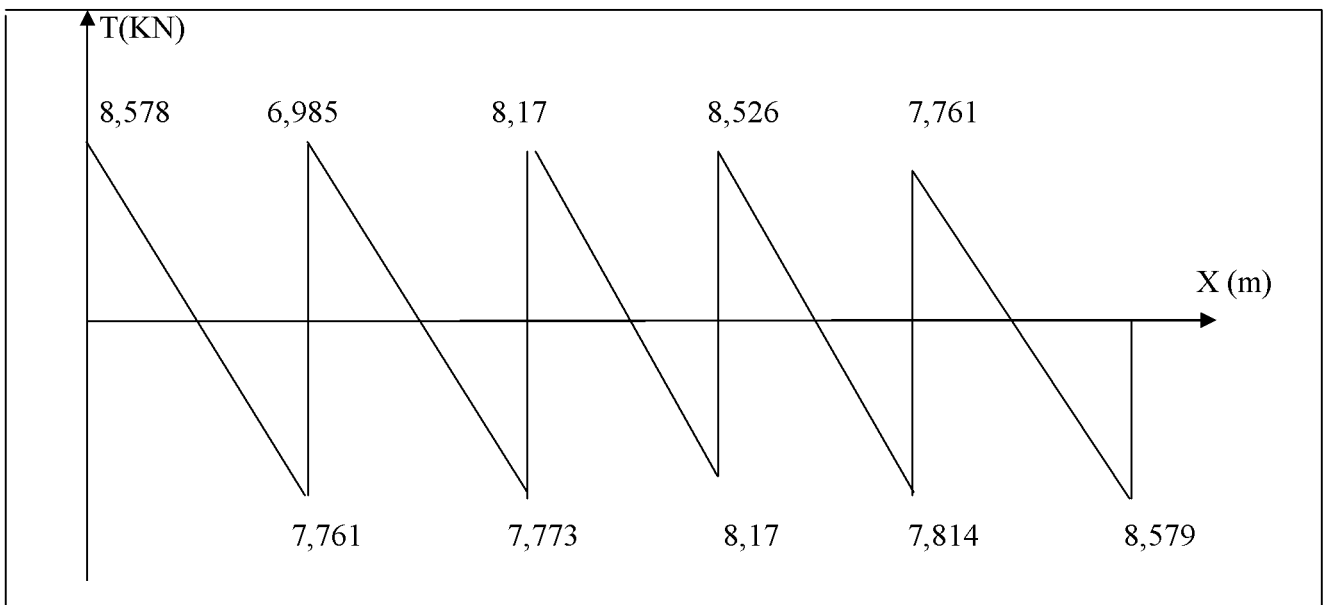


Figure (III.16) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.2.3.6. Vérification à l'ELS :

1. Etat limite de résistance à la compression du béton (BAEL 91/Art A.4.5, 2) :

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{65 \times 18} = 0,291 \Rightarrow \beta_1 = 0,951 \text{ et } K_1 = 43,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{4,378 \times 10^6}{0,951 \times 180 \times 393} = 65,077 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = 1,485 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,14}{12 \times 18} = 1,454 \Rightarrow \beta_1 = 0,8404 \text{ et } K_1 = 16,30$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,166 \times 10^6}{0,8404 \times 180 \times 314} = 66,653 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = 4,089 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELS sont suffisantes.

2. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5, 3) :

La fissuration étant peut nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3. Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5,1) :

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \geq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale du plancher.

L : portée libre de la poutrelle.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M₀ : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b₀ : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A_{st} : section d'armatures tendues.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0,0645 \geq 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0645 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{4,378}{15 \times 6,332} = 0,046 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3,93}{12 \times 18} = 0,0182 \geq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : On doit vérifier la flèche

➤ **Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2)**

$$a) f_v = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0,62$$

$$b) f_i = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0,62$$

Avec :

\bar{f} : flèche admissible.

L : longueur de la poutre considérée.

M_t^s : Moment de service maximal en travée.

E_v : Module de déformation différée du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

I_{fi} : Inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

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

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

I_0 = Moment d'inertie totale de la section homogène.

Position de l'axe neutre

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

Avec :

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

B_0 : Surface de la section homogénéisée.

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{xx'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_{st}d$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 18 = 3885,1 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + nA_{st} = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 3,93 = 510,95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3885,1}{510,95} = 7,604 \text{ cm} \Rightarrow v_2 = h - v_1 = 12,39 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 \right] + 15A_{st}(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7,604^3 + 12,39^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,604 - \frac{4}{2}\right)^2 \right] + 15 \times 3,93(12,39 - 2)^2$$

$$I_0 = 22669,133 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho_1 = 0,291 \Rightarrow \beta_1 = 0,951$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{3,93}{65 \times 18} = 0,0034$$

$$\lambda_1 = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0034(2 + 3 \frac{65}{65})} = 6,176$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,471$$

$$\sigma_{st} = 65,077 MPa$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0034 \times 65,077 + 2,1} = -0,23$$

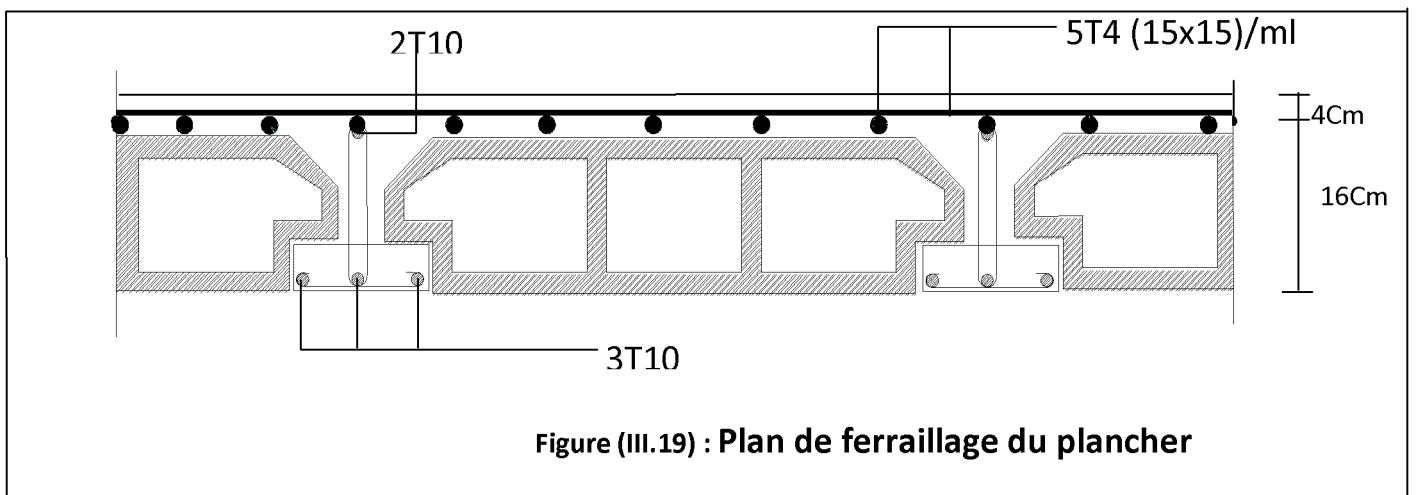
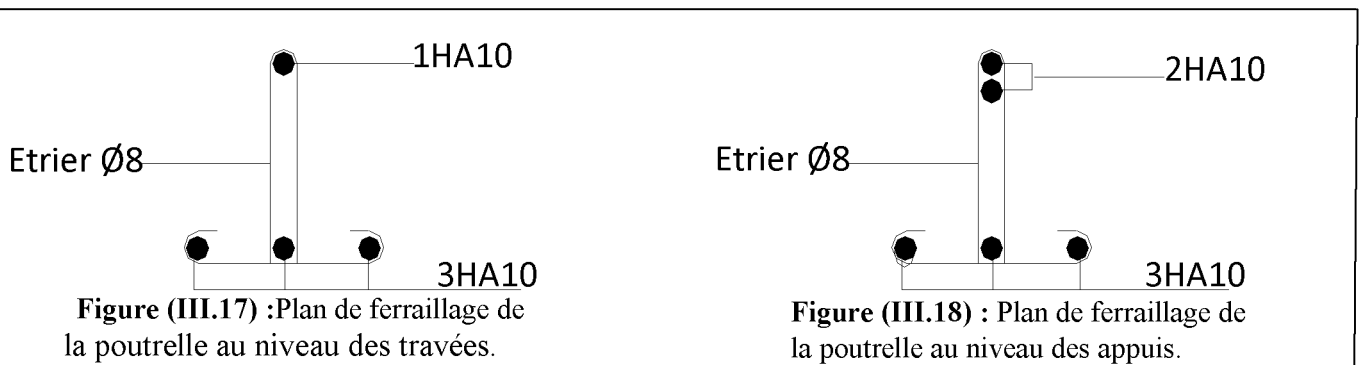
$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1,1 \times 22669,133}{1 + 2,471 \times 0,23} = 15899,745$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = \frac{1,1 \times 22669,133}{1 + 6,176 \times 0,23} = 10302,108$$

$$f_i = \frac{4,378 \times 10^6 \times (3100)^2}{10 \times 32164,2 \times 10302,108 \times 10^4} = 1,26 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 6,2 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{4,378 \times 10^6 \times (3100)^2}{10 \times 10818,86 \times 15899,745 \times 10^4} = 2,45 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 6,2 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.



III.2.4. Etude du plancher d'étage courant (à usage d'habitation) :

III.2.4.1. Choix de la méthode de calcul :

A. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.4.2. Calcul à l'ELU :

a. Charge reprise par la poutrelle :

$$q_u = 6,386 \text{ KN/ml}$$

b. Rapport de charges :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,61} = 0,211$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0,3\alpha = 1,063 \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,632 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,532 \end{array} \right.$$

c. Calcul des moments isostatiques :

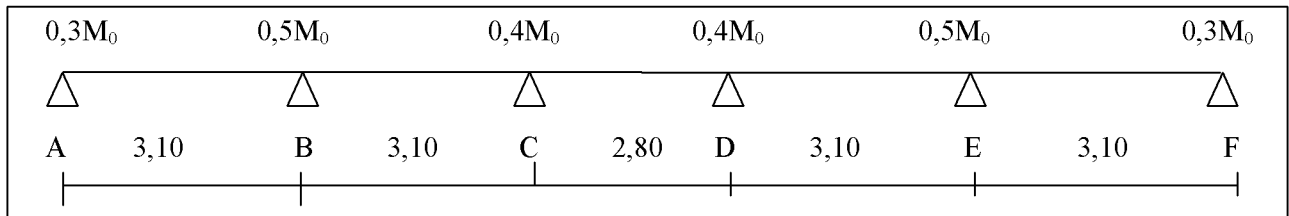


Figure (III.20.) : schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0DE} = M_{0EF} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,386 \times (3,10)^2}{8} = 7,672 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,386 \times (2,80)^2}{8} = 6,258 \text{ KN.m}$$

d. Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3 M_{0AB} = 0,3 \times 7,672 = 2,302 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_{0AB} = 0,5 \times 7,672 = 3,836 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_{0CD} = 0,4 \times 6,258 = 2,503 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 M_{0CD} = 0,4 \times 6,258 = 2,503 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 M_{0DE} = 0,5 \times 7,672 = 3,836 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3 M_{0DE} = 0,3 \times 7,672 = 2,302 \text{ KN.m}$$

e. Calcul des moments en travées :

- Travée de rive :

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \text{ et } (1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$$

$$2) M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

Travée intermédiaire :

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \text{ et } (1 + 0,3\alpha)M_0 \geq 1,05M_0$$

$$2) M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

f. Calcul des efforts tranchants :

$$T_{(x)} = \theta_{(x)} - q_x + \frac{M_{i+1} - M_i}{2} \quad (M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques})$$

Avec : $T_{(x)}$: effort tranchant dans la section d'abscisse x

$$\theta_{(x)} = \frac{q_u \times l_i}{2} : \text{effort tranchant isostatique}$$

Les résultats sont donnés sous formée de tableau

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
A-B	7,672	2,302	3,836	5,086	10,393	-9,403
B-C	7,672	3,836	2,503	4,989	8,464	-9,416
C-D	6,258	2,503	2,503	4,149	9,898	-9,898
D-E	7,672	2,503	3,836	4,989	10,328	-9,468
E-F	7,672	3,836	2,302	5,086	9,403	-10,393

- M_0 la valeur maximal du moment fléchissant dans la «travée de comparaison» c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.
- M_w et M_e respectivement la valeur absolue des moments sur appuis de gauche et de droite et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de travée considérée.

g. Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

1. Moments fléchissant :

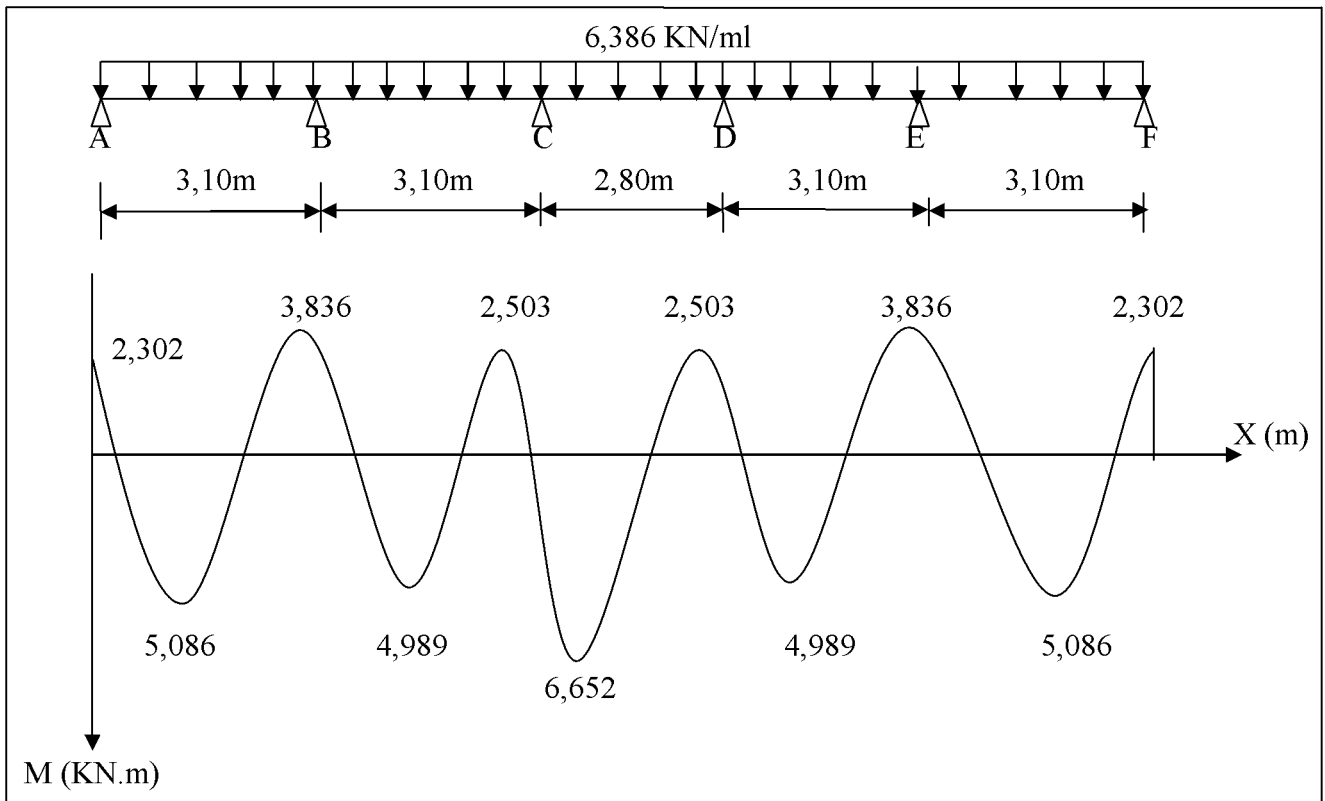


Figure (III.21) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

4. Efforts tranchants :

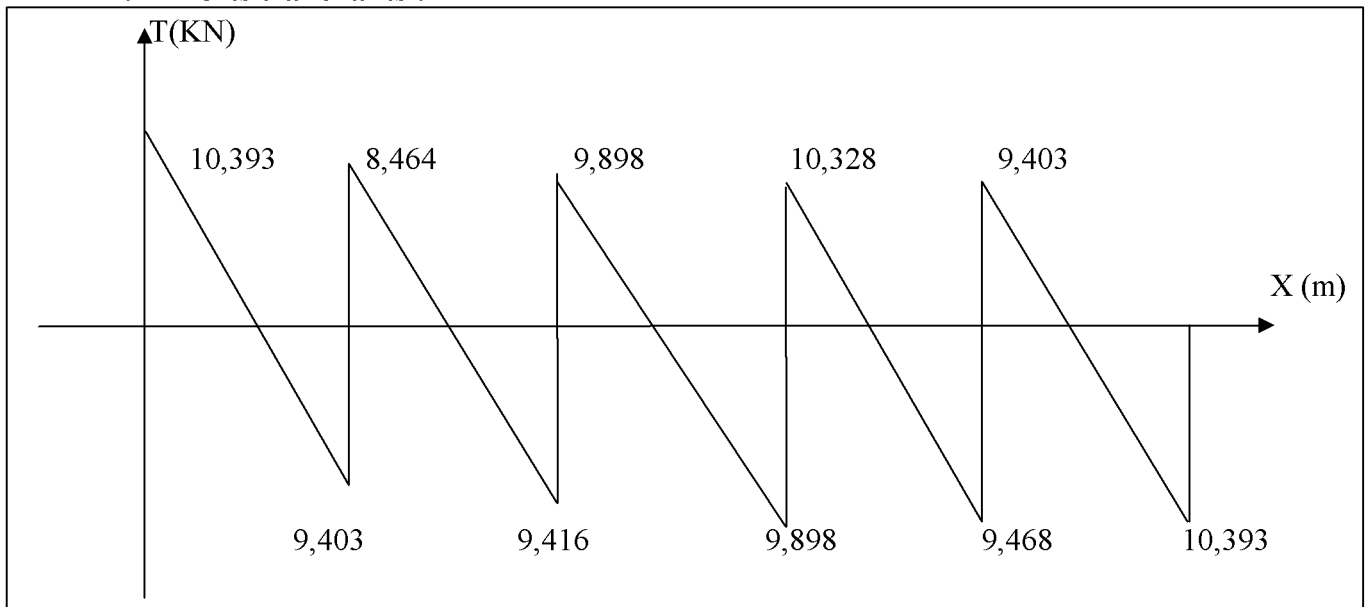


Figure (III.22) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.2.4.3. Calcul des armatures à l'ELU :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{\max} = 5,086 \text{ KN.m}$ et aux appuis avec le moment maximum $M_a^{\max} = 3,836 \text{ KN.m}$.

1. Armature longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dans les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

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

a) En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 5,086 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,086 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,017 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,017 \Rightarrow \beta = 0,9915$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,086 \times 10^6}{0,9915 \times 180 \times 348 \times 10^2} = 0,819 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_{st} = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

b) Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{3,836 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,069 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,080 \Rightarrow \beta = 0,9644$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{3,836 \times 10^6}{0,9644 \times 180 \times 348 \times 10^2} = 0,635 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_{st} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

2. Armatures transversales :

a) Diamètres des barres (BAEL 91/ Art A.7.2.2) :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,00 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,00 cm

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec $A_t = 2 \phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$

b) Espacement des armatures (BAEL91/ Art A.5.1, 22) :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} .$$

Donc :

$$\frac{1,01 \times 400}{12 \times 15} = 2,24 > 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.4.4. Vérification à l'ELU :**1. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2, 1)**

➤ **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \frac{2,1}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,413 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,261 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.1, 1) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa}\right) \text{ «Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{10,393 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,481 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,481 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

3. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/ Art A.5.1, 3) :

➤ **Sur le béton :**

$$T_u^{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9d \times b_0 = 0,4 \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_u = 10,393 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur l'acier :**

$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{max} + \frac{M_d^{max}}{0,9 d}) = \frac{1,15}{400} (10,393 - \frac{3,836}{0,9 \times 0,18}) = -0,038 < 0 \Rightarrow$ les armatures calculées sont suffisantes.

4. Ancrage des barres (BAEL 91/Art A.6.1, 23) :

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

$$\text{Longueur de scellement droit : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_s} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : } L_e = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

5. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 /Art A.6.1, 3) :

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 \times d \Sigma U_i} \quad \text{Avec : } \Sigma U_i = n \pi \phi = 2 \times 3,14 \times 1,2 = 7,54 \text{ cm}$$

somme des périmètres utiles des armatures d'appuis

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 d \Sigma U_i} = \frac{10,393 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,4} = 0,851 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,851 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

III.2.4.5. Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de le poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, alors obtenir les valeurs des moments et les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,622}{6,386} = 0,724$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau :

Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _t (KN.m)	T _w (KN)	T _e (KN)
A-B	5,553	1,666	2,776	3,682	7,522	-6,806
B-C	5,553	2,776	1,772	3,629	6,292	-6,650
C-D	4,529	1,772	1,772	3,042	7,164	-7,164
D-E	5,553	1,772	2,776	3,629	7,487	-6,841
E-F	5,553	2,776	1,666	3,682	6,806	-7,522

A) Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

1. Moments fléchissant :

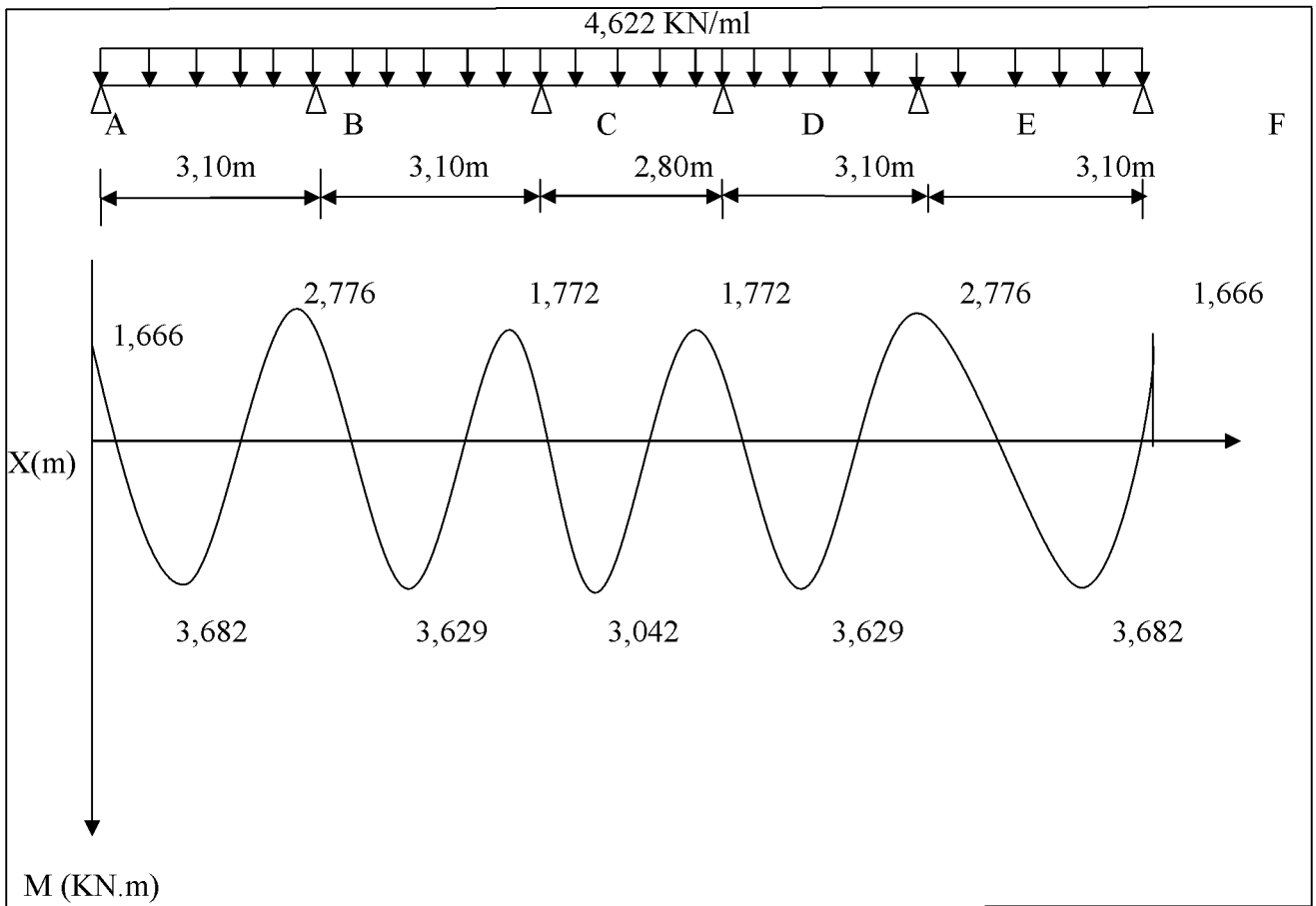


Figure (III.23) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

2. Efforts tranchants :

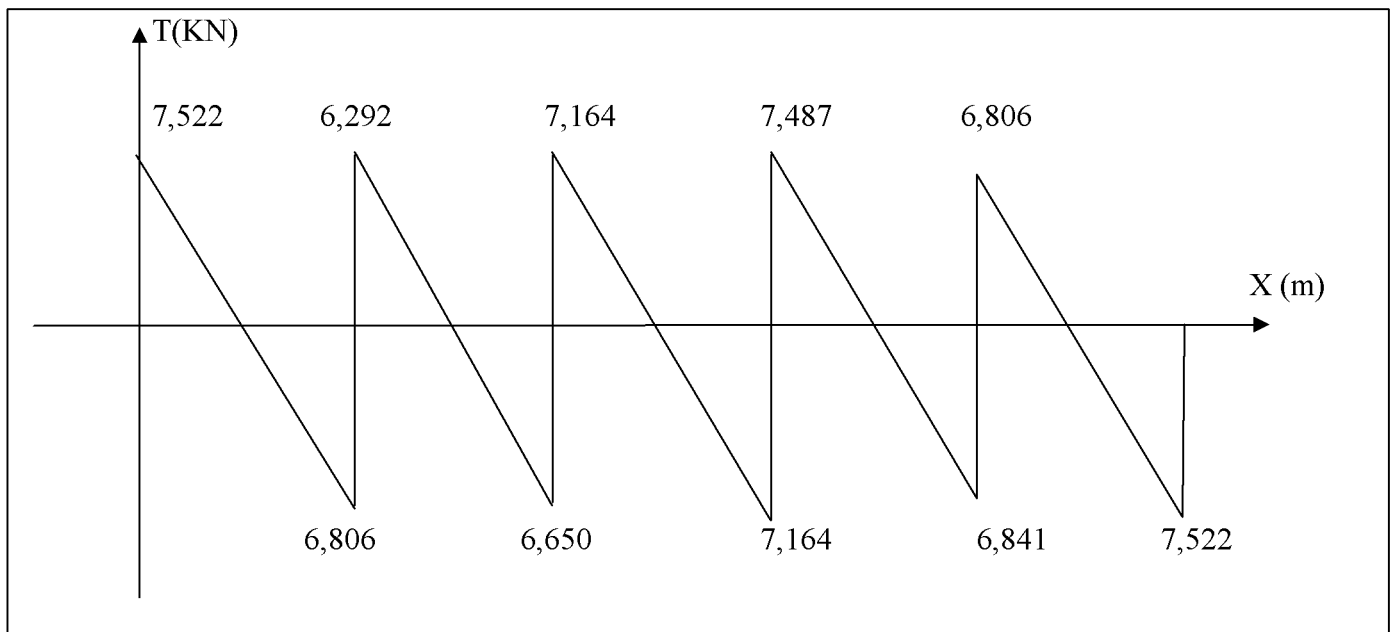


Figure (III.24) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.2.4.6. Vérification à l'ELS :

1. Etat limite de résistance à la compression du béton (BAEL 91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{65 \times 18} = 0,291 \Rightarrow \beta_1 = 0,951 \text{ et } K_1 = 43,82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{4,378 \times 10^6}{0,951 \times 180 \times 393} = 65,077 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = 1,485 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,14}{12 \times 18} = 1,454 \Rightarrow \beta_1 = 0,8404 \text{ et } K_1 = 16,30$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,166 \times 10^6}{0,8404 \times 180 \times 314} = 66,653 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = 4,089 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELS sont suffisantes.

2. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5, 3) :

La fissuration étant peut nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3. Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5,1) :

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \geq \frac{3,6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale du plancher.

L : portée libre de la poutrelle.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M₀ : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b₀ : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A_{st} : section d'armatures tendues.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0,0645 \geq 0,044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,0645 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{3,682}{15 \times 5,553} = 0,0442 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3,93}{12 \times 18} = 0,0182 \geq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : On doit vérifier la flèche

➤ Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2)

$$\text{a) } f_v = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0,62$$

$$\text{b) } f_i = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} < \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0,62$$

Avec :

f : flèche admissible.

L : longueur de la poutre considérée.

M_t^s : Moment de service maximal en travée.

E_v : Module de déformation différée du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

I_{fi} : Inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

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

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

I_0 = Moment d'inertie totale de la section homogène.

Position de l'axe neutre

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

Avec :

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

B_0 : Surface de la section homogénéisée.

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{xx'} = \frac{b_0 \square^2}{2} + (b - b_0) \frac{\square_0^2}{2} + 15A_{st}d$$

$$S_{xx'} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 18 = 3885,1 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b_0(h - h_0) + bh_0 + nA_{st} = 12(20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 3,93 = 510,95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3885,1}{510,95} = 7,604 \text{ cm} \Rightarrow v_2 = \square - v_1 = 12,39 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) \square_0 \left[\frac{\square_0^2}{12} + (v_1 - \frac{\square_0}{2})^2 \right] + 15A_{st}(v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7,604^3 + 12,39^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7,604 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3,93(12,39 - 2)^2$$

$$I_0 = 22669,133 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho_1 = 0,291 \Rightarrow \beta_1 = 0,951$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{3,93}{65 \times 18} = 0,0034$$

$$\lambda_1 = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0034(2 + 3 \frac{65}{65})} = 6,176$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,471$$

$$\sigma_{st} = 65,077 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0034 \times 65,077 + 2,1} = -0,23$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1,1 \times 22669,133}{1 + 2,471 \times 0,23} = 15899,745$$

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} = \frac{1,1 \times 22669,133}{1 + 6,176 \times 0,23} = 10302,108$$

$$f_i = \frac{4,378 \times 10^6 \times (3100)^2}{10 \times 32164,2 \times 10302,108 \times 10^4} = 1,26 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 6,2 \text{ mm}$$

vérifiée.

$$f_v = \frac{4,378 \times 10^6 \times (3100)^2}{10 \times 10818,86 \times 15899,745 \times 10^4} = 2,45 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 6,2 \text{ mm}$$

La flèche est

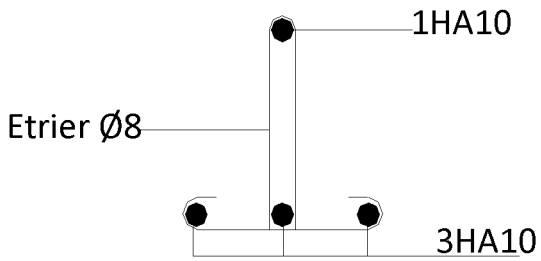


Figure (III.25) : Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des travées.

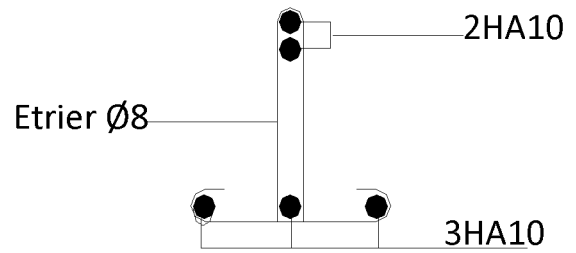


Figure (III.26) : Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis.

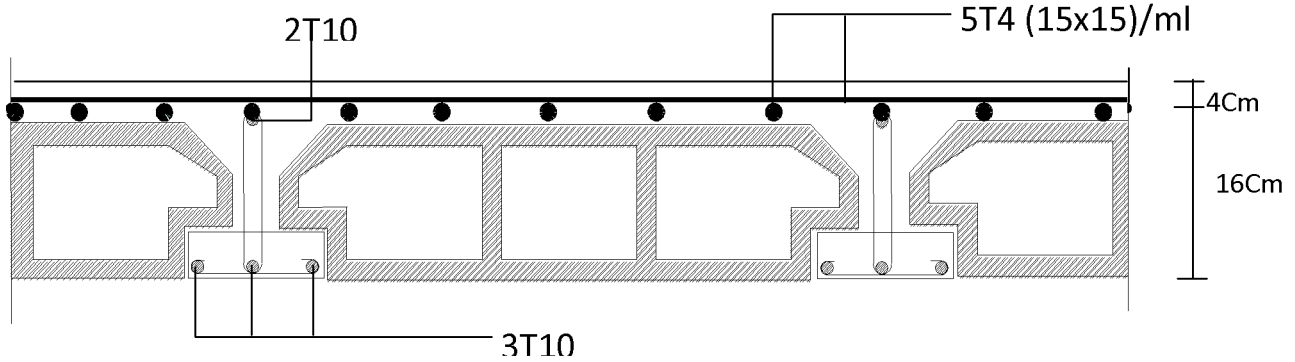


Figure (III.27) : Plan de ferrailage du plancher

III.3. Calcul d'escaliers :

Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre ouvrage est constitué d'un seul type d'escalier à trois paillasse, chaque paillasse étant à deux paliers.

III.3.2. Terminologie :

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

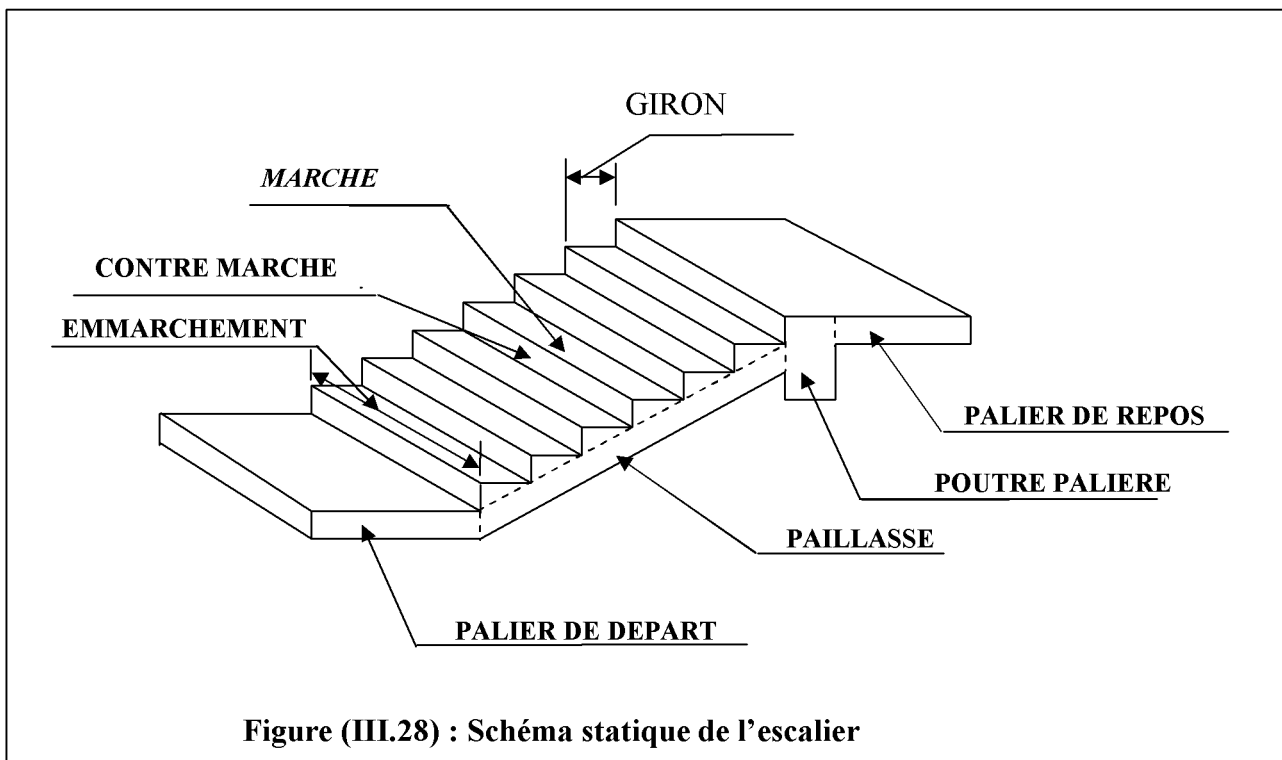
e : épaisseur de la paillasse et du palier.

H : hauteur d'une volée.

l_1 : longueur de la paillasse projetée.

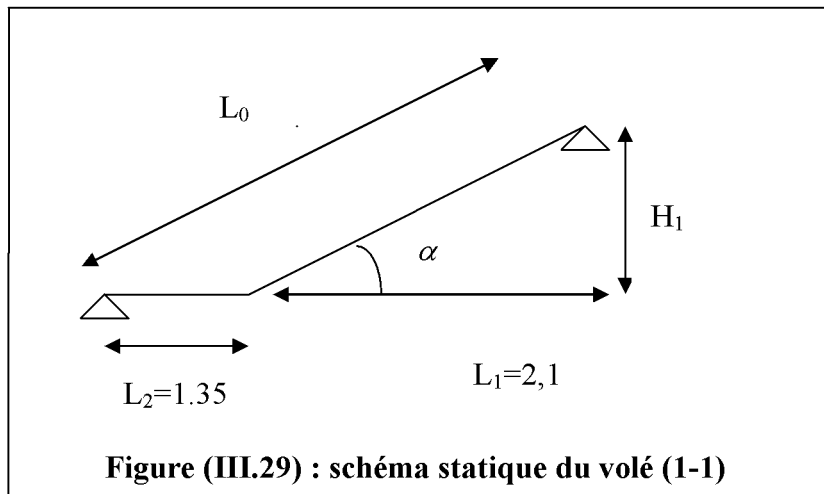
l_2 : largeur de palier.

L : la somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers.



III.3.2. Pré dimensionnement de l'escalier :

Nous avons deux volés identiques 1 et 3, et deux paliers identiques, donc le calcul se fera pour un seul de chacun.



On prend en compte les dimensions des plans d'architecture.

Pour assurer le confort, on vérifie la condition de **BLONDEL**, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

➤ **Escalier de l'étage courant :**

Cet escalier comporte trois volées et deux paliers de repos .L'étude de cet escalier se fera a deux volées

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

Avec :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

On prend $h=17\text{cm}$

$g=30\text{cm}$

Le nombre de contre marche (n) est égale : $n = \frac{H}{h}$.

- Le nombre de marche est pris comme suit : $m=n-1$
- La ligne de foulée représente la trajectoire que suivait une personne qui monte l'escalier, elle est toujours tracée à 50cm de collet.
- Le rapport ($r = h/g$) est appelé raideur de l'escalier.

Application :

Soit :

- $h=17[\text{cm}]$.
- $n=\frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$. (avec H : hauteur d'étage courant)
- $g = 30[\text{cm}]$.

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

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) \leq 66 \Rightarrow 59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.4. Pré dimensionnement de la paille et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier :

► **Volées 1 et 3 :** (les deux volées extrêmes sont identiques)

L'épaisseur du palier est donnée par la relation suivant :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \quad L' : \text{Longueur linéaire de palier et de la paille.}$$

$$L' = L_0 + L_2$$

- **Calcul de L_0 :**

$$\text{On a: } \text{tg} \alpha = \frac{H_1}{L_1} = \frac{1,36}{2,1} = 0,64 \Rightarrow \alpha = 32,61^\circ$$

$$\text{Cos} \alpha = L_1 / L_0 \rightarrow L_0 = L_1 / \text{Cos} \alpha = 2,1 / \text{Cos} 32,61 = 2,5\text{m}$$

$$L' = L_0 + L_2 = 2,5 + 1,35 = 3,85\text{m}$$

$$385/30 \leq e \leq 385/20 \rightarrow 12,83 \leq e \leq 19,25$$

On adoptera $e=15\text{cm}$

$$H_1 = h \times n = 0,17 \times 8 = 1,36\text{cm}$$

$$H_3 = H_1$$

Le nombre de marche $(n-1)=7$

$$L_1 = (n-1) \times g = 7 \times 0,3 = 2,1\text{m}$$

III.3.5. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontale considérant la paillasse comme une poutre semi encastree aux endroits des deux paliers, vu que les contraintes développées par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles.

III.3.5.1. charge permanente :

► Volées 1 et 3 :

• Paillasse :

$$\text{-Poids propre de la paillasse :} \dots\dots\dots \frac{\rho x e x l}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,15 \times 1}{0,84} = 4,46 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{-Poids propre des marches :} \dots\dots\dots 25 \times \frac{h}{2} = \frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,13 \text{ KN / ml}$$

$$\text{-Garde corps :} \dots\dots\dots 0,2 \times 1 = 0,2 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de revêtement :} \dots\dots\dots = 1,6 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = 8,38 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

• Palier :

$$\text{-poids propre du palier} \dots\dots\dots 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-poids propre de revêtement} \dots\dots\dots = 1,6 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{tot}} = 5,35 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

► Volée 2 :

$$\text{-Poids propre des marches} \dots\dots\dots 25 \times \frac{h}{2} = 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,13 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-poids propre de la paillasse} \dots\dots\dots \rho x \frac{e}{\cos \alpha} = 25 \times \frac{0,14}{0,66} = 5,30 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-poids de revêtement} \dots\dots\dots = 1,6 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-Gard corps} \dots\dots\dots = 0,2 \text{ KN/ml}$$

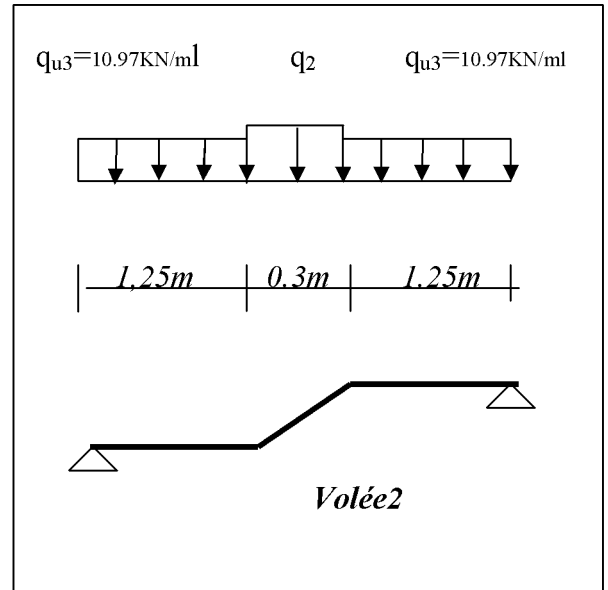
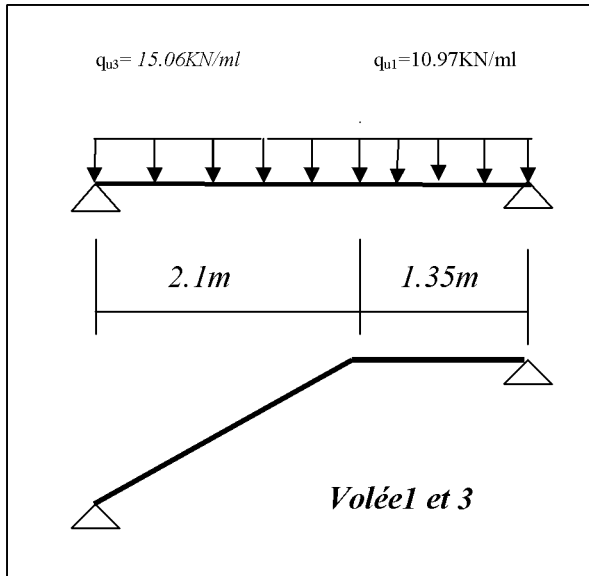
$$G_{\text{tot}} = 9,23 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III.3.5.2. Calcul l'état limite ultime (ELU) :

a) Combinaison de charge : 1,35G+1,5Q

- ▶ Volées 1 et 3 : $q_{u1}=1,35 \times 8,38 + 1,5 \times 2,5 = 15,06 \text{ KN/ml}$.
- ▶ Volée 2 : $q_{u2}=1,35 \times 9,23 + 1,5 \times 2,5 = 16,21 \text{ KN/ml}$.
- ▶ Palier : $q_{u3}=1,35 \times 5,35 + 1,5 \times 2,5 = 10,97 \text{ KN/ml}$.



b) Calcul des réactions d'appuis:

-Volée 1 et 3 :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2.1q_{u1} + 1.35q_{u3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2.1 \times 15.06 + 10.97 \times 1.35 = 46.44 \text{ KN}.$$

$$R_A + R_B = 46.44 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 2.1 \times \frac{2.1}{2} + q_{u3} \times 1.35 \times \left(2.1 + \frac{1.35}{2} \right)$$

$$R_B = 21.53 \text{ KN}$$

$$R_A = 46.44 - 21.53 = 24.91 \text{ KN}.$$

c) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

-Efforts tranchants :

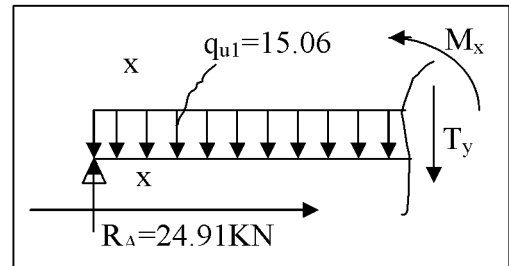
1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2.1m$.

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$T(x) = 24.91 - 15,06x$$

$$T(x=0) \Rightarrow T(x) = R_A = 24.91 \text{KN}$$

$$T(x=2,1) = 24.91 - 15,06 \times 2.1 = 24.91 - 31,62 = -6.71 \text{KN}.$$



$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u1}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{24.91}{15,06} = 1,65 \text{ m}$$

$x = 1,65 \text{ m}$, $1,65 \in [0 ; 2.1]$.

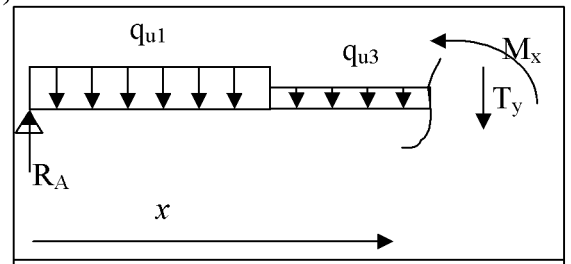
2^{eme} tronçon : $2,1 \leq x \leq 3,45m$.

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x - q_{u3}(x-2.1) = 24.91 - 15,06 \cdot x - 10,97(x-2,1)$$

$$= 16.32 - 10.97x$$

$$T(x=2,1) = -6.71 \text{KN}$$

$$T(x=3,45) = -21.53 \text{KN}$$



- Moments fléchissant :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,1m$.

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 24.91x - \frac{15.06}{2} x^2$$

$$M(x) = 24.91x - 7.34x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x=2,1 \text{ m} \quad , \quad M(x=2,1 \text{ m}) = 19.94 \text{ KN.m} \\ x=1.79 \quad , \quad M(x=1.65 \text{ m}) = 21.12 \text{ KN.m} \quad (M_{\max} = 21.12 \text{ KN.m}) \end{array} \right.$$

2^{eme} tronçon (de droite) : $0m \leq x \leq 1.35m$.

$$M(x) = R_B \cdot x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$= 21.53x - 5.485x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \text{ m} , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m.} \\ x = 1.35 \text{ m} , \quad M(x=1.35) = 19.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque:

A fin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{u_{max}}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M_a = -0.3M_0$$

$$M_t = 0.85 M_0$$

Avec:

$$M_0 = M_{max} = 21,12 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 \times 21,12 = -6,34 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 21,12 = 17,95 \text{ KN.m}$$

d) Diagramme des sollicitations (ELU) :
Volée 1 et 3 :

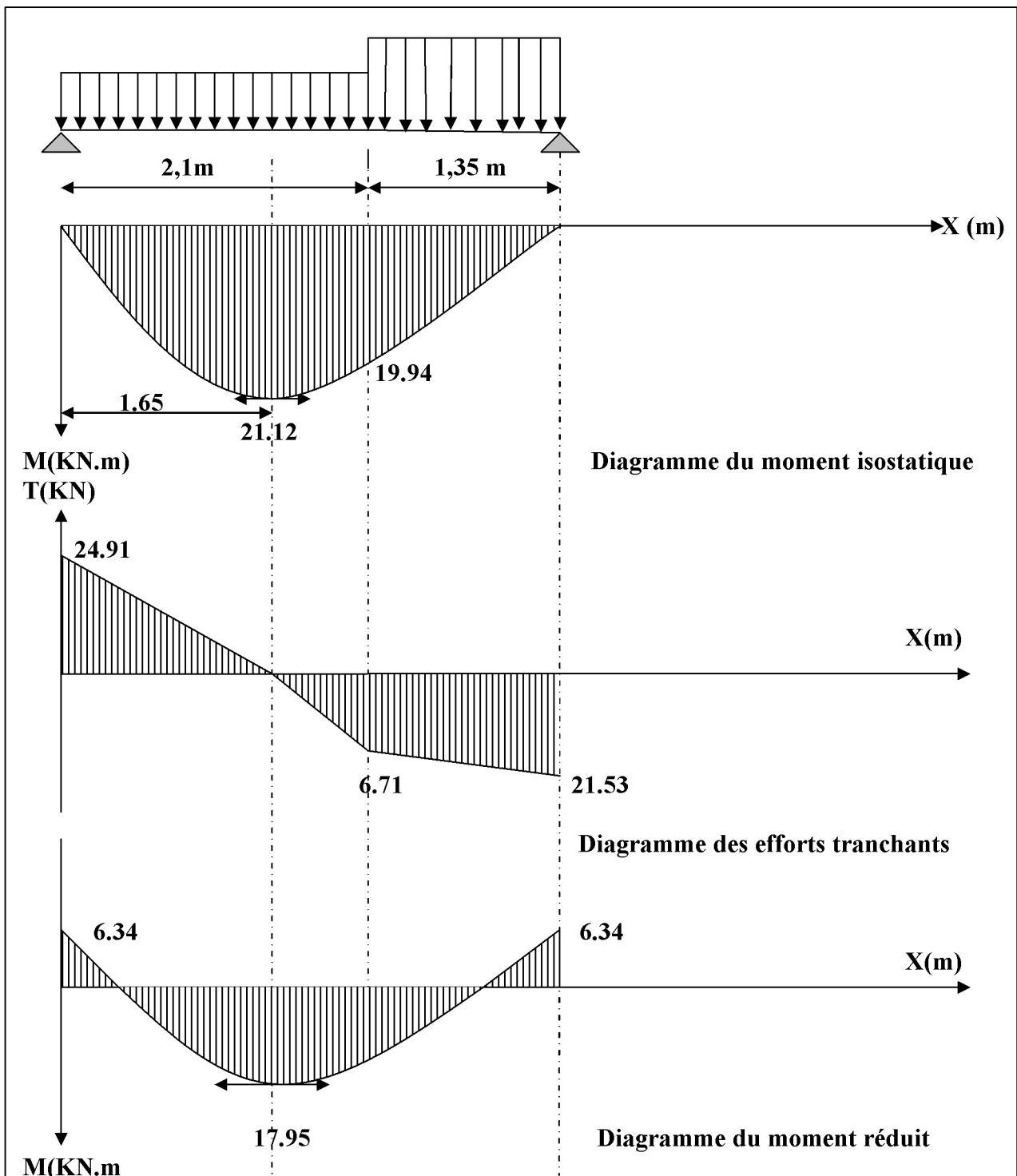


Figure (III.31) : diagramme des sollicitations à l'ELU

III.3.5.3. Ferrailage à l'ELU :

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

A)-Volée 1 et 3 :

a) Armatures principales :

➤ aux appuis :

$$M_a = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{be}} = \frac{6.34 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_b = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires ($\overline{A_{uapp}} = 0$)

$$\mu_b = 0,026 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,987.$$

$$A_{app} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.34 \times 10^5}{0,987 \times 13 \times 348} = 01,42 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_s = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20[cm].

➤ En travée :

$$M_{ut} = 17.95 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.95 \times 10^3}{100(13)^2 14,2} = 0,074.$$

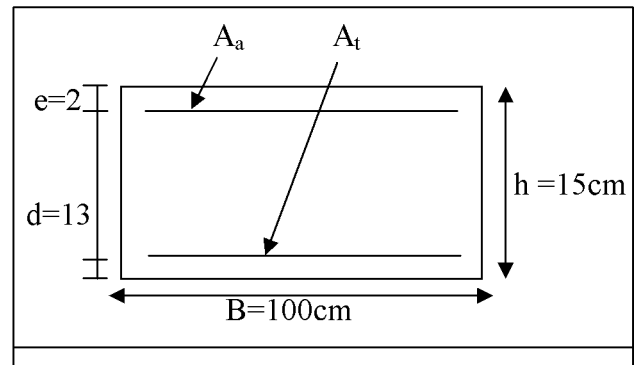
$$\mu_b = 0,074 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,074 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,962.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.95 \times 10^3}{0.962 \times 13 \times 348} = 4,12 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 4\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20cm.

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



b) Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit } A_r = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

III.3.5.4. Vérification a l'ELU :**a) Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_{\text{ut}} = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,56 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow } La condition est vérifiée.

b) Vérification des espacements des armatures :**-Armatures principales :**

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

$$S_t = 20[\text{cm}] < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Armatures de répartition :

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

$$S_t = 33[\text{cm}] < 45[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_{\text{se}} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \tau_{\text{se}} = \Psi \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$V_{\text{umax}} = 24,91 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 [\text{mm}].$$

$$\frac{24,91 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 1,36 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \rightarrow \text{Il n'y a pas de risque d'entraînement des}$$

barres.

d) Vérification des l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552) :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,15 f_{c28} / \sigma_b, 4MPa\} = 2,5 [MPa]$$

$$\tau_u = \frac{24.91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,192 [MPa]. \quad \tau < \bar{\tau} = 2,5 [MPa] \Rightarrow \text{La condition est vérifiée. Il n ya pas de risque}$$

de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132) :

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 1000 \times 0,9 \times 130 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} = 780KN.$$

$$V_u^{\max} = 24.91KN \leq 780[KN].$$

- **Ancrage des barres :**

Longueur de scellement doit être :

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

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835Mpa$$

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

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

$$L_s = 35,27 \times 12 = 423,28mm$$

Largeur fixée forfaitairement à $0,4L_s$

$$0,4L_s = 0,4 \times 423,28 = 16,93cm$$

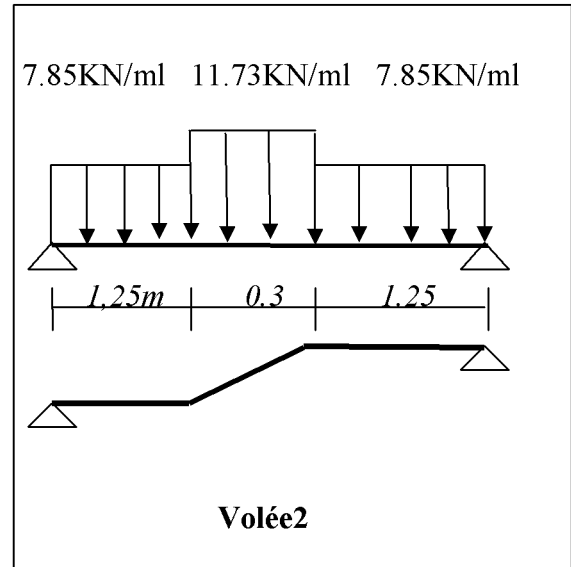
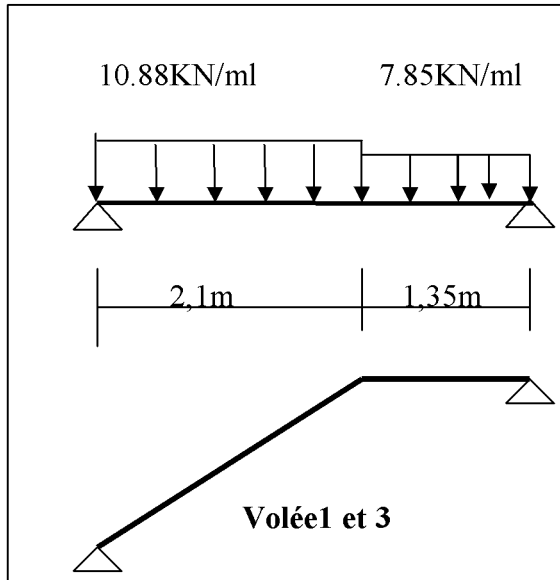
On prend $L_s = 17cm$

Remarque

La même méthode de calcul se fera pour la volée 2, ainsi pour des raisons de sécurité et pour faciliter la mise en œuvre de ces escaliers, on généralise l'ensemble des volées avec l'épaisseur et le ferrailage trouvé dans la volée 1 et 3.

III.3.6. L'état limite de service (ELS) : (G+Q)

- ▶ Volées 1 et 3 : $q_{s1}=8.38+2.5=10.88\text{KN}$
- ▶ Volées 2 : $q_{s2}=9.23+2.5=11.73\text{KN}$
- ▶ palier : $q_{s3}=5.35+2.5=7.85\text{KN}$



III.3.6.1. Calcul à l'état limite de service :

a) Calcul des réactions d'appuis:

-Volée 1 et 3 :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,1q_{s1} + 1,35q_{s3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2,1 \times 10,88 + 7,85 \times 1,35 = 33,45 \text{KN} / \text{ml}.$$

$$R_A + R_B = 33,45 \text{KN/ml}.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,45 = q_{s1} \times 2,1 \times \frac{2,1}{2} + q_{s3} \times 1,35 \times \left(2,1 + \frac{1,35}{2} \right)$$

$$R_B \times 3,45 = 10,88 \times 2,1 \times 1,05 + 7,85 \times 1,35 (0,675 + 2,1)$$

$$R_B = 15,46 \text{KN}. R_A = 17,97 \text{KN}.$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

-Efforts tranchants :

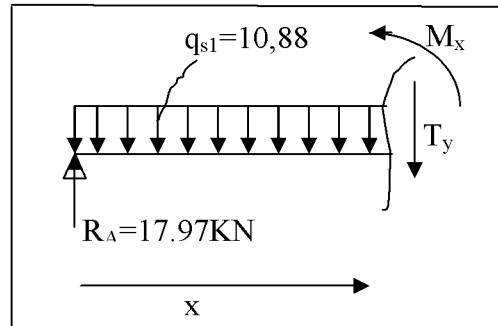
1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,1m$.

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x.$$

$$T(x) = 17.97 - 10,88x.$$

$$T(x = 0) \Rightarrow T(x) = R_A = 17.97 \text{KN}$$

$$T(x = 2,1) = -4.88 \text{KN}.$$



$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{s1}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{s1}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{s1}} = \frac{17.97}{10.88} = 1,65 \text{m}$$

$$x = 1.65 \text{ m} \quad , \quad 1.65 \in [0 ; 2,1].$$

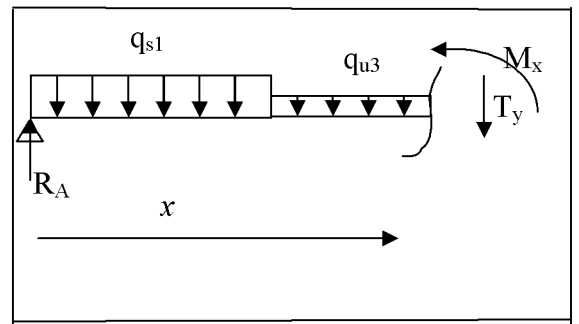
2^{eme} tronçon : $2,1 \leq x \leq 3,45m$.

$$T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x \cdot 2,1 - q_{s3}(x - 2,1) = 17.97 - 10,88 \cdot 2,1 - 7.85(x - 2,1)$$

$$= -4.88 - 7.85(x - 2,1)$$

$$T(x = 2,1) = -4.88 \text{KN}$$

$$T(x = 3,45) = -15.47 \text{KN}$$



- Moments fléchissants :

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,1m$.

$$M(x) = R_A x - q_{s1} \frac{x^2}{2} = 17.97x - \frac{10,88}{2} x^2$$

$$M(x) = 17.97x - 5,44x^2.$$

- $x = 0$, $M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$.
- $x = 2,1 \text{m}$, $M(x=2,1) = 13.75 \text{ KN.m}$
- $x = 1.79$, $M(x=1.65 \text{m}) = 14.84 \text{KN.m}$ ($M_{\text{max}} = 14.84 \text{KN.m}$)

2^{eme} tronçon (de droite) : $0 \leq x \leq 1.35m$.

$$M(x) = R_{BX} - q_{s3} \frac{x^2}{2}.$$

$$= 15.46x - 3.925x^2$$

- $x = 0 \text{ m}$, $M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$.
- $x = 1.35 \text{ m}$, $M(x=1.35) = 13.75 \text{ KN.m}$

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_{umax} au niveau des appuis et en travée.

$$M_a = -0.3M_0$$

$$M_t = 0.85 M_0$$

Avec:

$$M_0 = M_{max} = 14.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.3 \times 14.84 = -4.45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 14.84 = 12.61 \text{ KN.m}$$

c- Diagramme des sollicitations (ELS) :
Volée 1 et 3

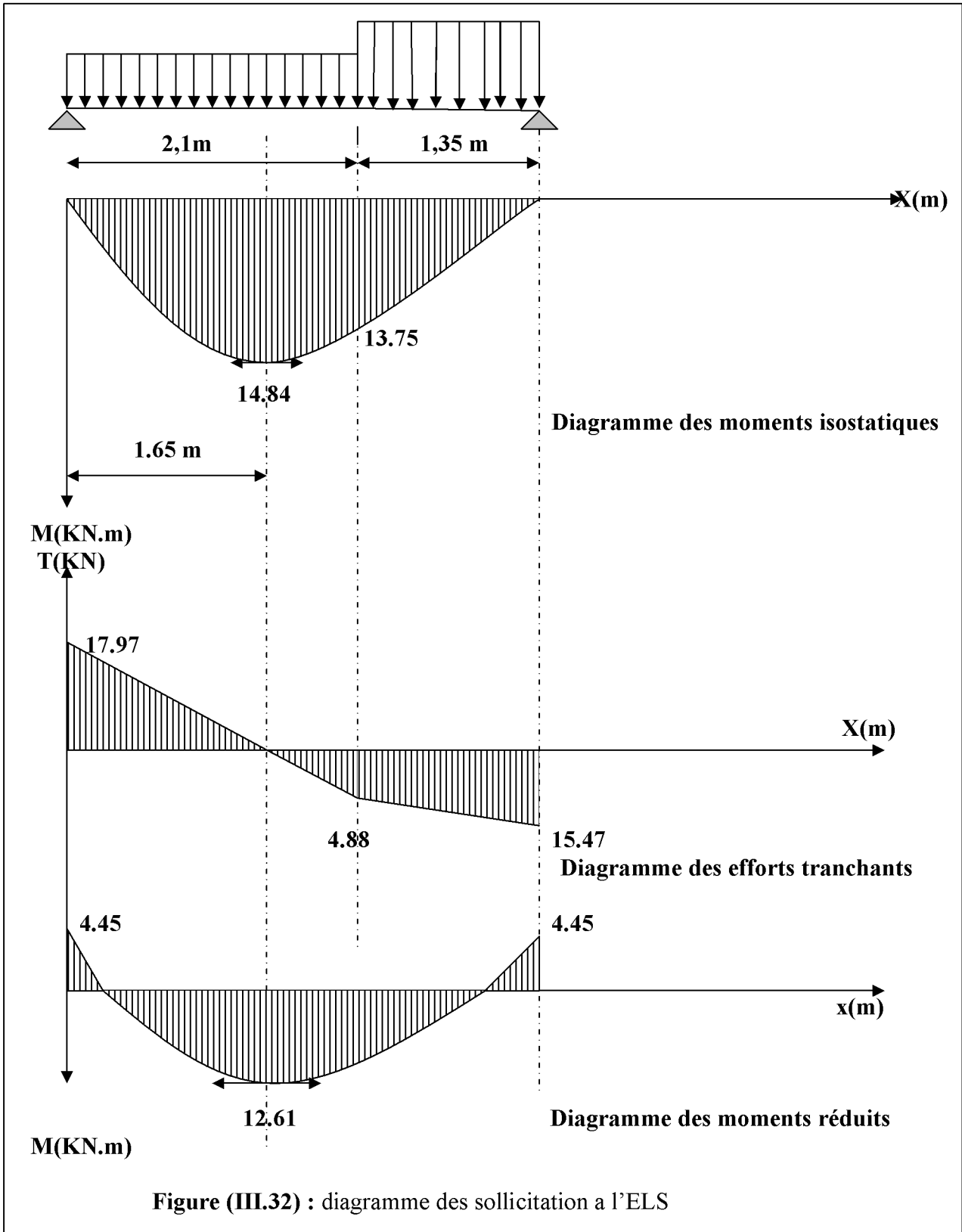


Figure (III.32) : diagramme des sollicitation a l'ELS

III.3.6.3. Vérification à L'ELS :**a) Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

➤ Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,30.$$

$$\rho_1=0,30 \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,914 \\ K = 0,023 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{4,45 \times 10^3}{3,92 \times 0,914 \times 13} = 95,54[MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,023 \times 95,54 = 2,20 < 15 MPa .$$

$$\sigma_{bc} = 2,20 < 15MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,434 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,899 \\ K = \frac{1}{34,75} = 0,028 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{12,61 \times 10^3}{5,65 \times 0,899 \times 13} = 190,97[MPa]. \quad \sigma_{bc} = 0,028 \times 190,97 = 5,35MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5,35 < 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissurations :

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

c) Vérification de la flèche :

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

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{345} = 0,0434 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{15}{345} = 0,0434 < \frac{12,61}{10 \times 14,84} = 0,084 \Rightarrow$ condition non vérifiée
- c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 15} = 0,0037 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5M_t L^2}{384E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation différée.

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

$M_t = 12,61 \text{ KN.m}$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \cdot h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 5,65} = 7,79 \text{ cm}$$

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

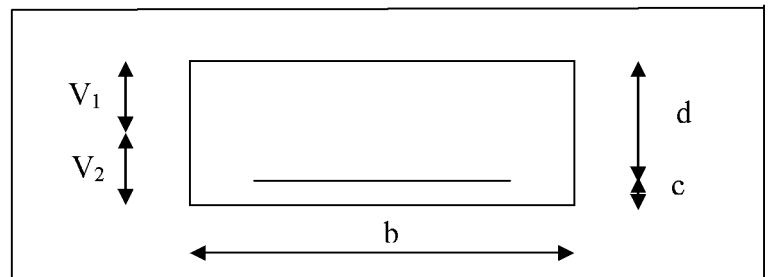
D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left(\overline{7,79^3} + \overline{7,21^3} \right) + 15 \times 5,65 (7,21 - 2)^2$$

$$I = 30551,61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{12,61 \times 10^3 \times 345^2}{10 \times 10818,86 \times 30551,61} = 0,45$$

$$f < \bar{f} = 345/500 = 0,69 \text{ cm} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$



III.4. Calcul de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier, elle est semi encastree à ses deux extrémités.

III.4.1. Pré dimensionnement :

$L = 2,80\text{m}$: Portée libre de la poutre

1. Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \longrightarrow 18,66\text{cm} \leq h_t \leq 28\text{cm}.$$

Recommandation de RPA , on prend une hauteur de la poutre : $h_t = 30\text{cm}$

2. Largeur de la poutre palière :

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

Compte tenu des exigences de RPA on prend : $b = 25\text{cm}$.

On a :

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30)\text{cm}^2$

III.4.2. Détermination des charges et surcharges :

-poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml}$.

-Poids propre du mur : $G_m = 2,36 \times 1,23 = 2,90 \text{ KN/ml}$.

-Réactions d'appuis de palier :

$$\text{➤ A P'ELU : } R_A^U = 24,91 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{R_A^U}{L} = \frac{24,91}{2,80} = 8,90 \text{ KN}$$

$$\text{➤ A P'ELS : } R_A^S = 17,97 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{R_A^S}{2,80} = 6,41 \text{ KN/m}$$

III.4.3. Combinaison des charges et surcharges:

$$\text{➤ A P'ELU : } Q_u = 1,35(G_p + G_m + q_u) = 1,35.(1,875 + 2,90 + 8,90) = 18,46 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 18,46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{➤ A P'ELS : } Q_s = (G_p + G_m) + q_s = (1,875 + 2,90 + 6,41) = 11,19 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 11,19 \text{ KN/ml}$$

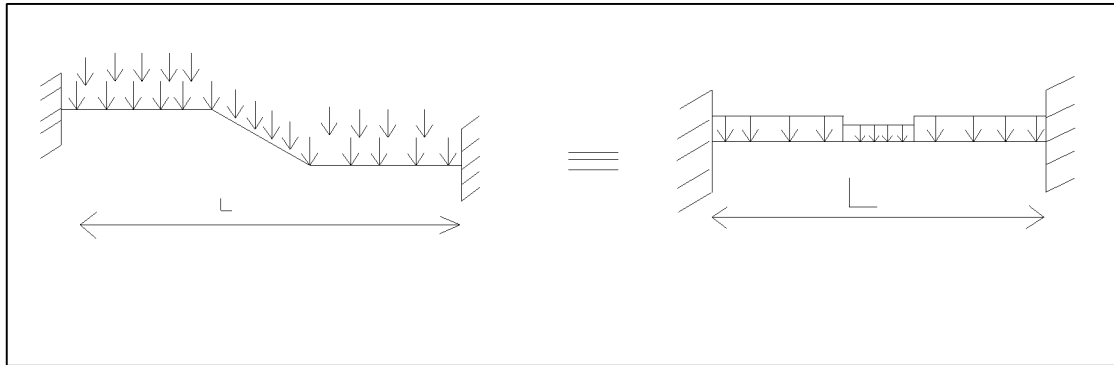


Figure (III.33) : schéma statique de la poutre palière

1. A l'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_0^{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{18,46(2,8)^2}{8} = 18,09 \text{KNm}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_U^{\max} = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{18,46 \cdot 2,8}{2} = 25,84 \text{KN}$$

Remarque :

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

- **Moments corrigés :**

En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 18,09 = 15,38 \text{KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 18,09 = -5,43 \text{KN.m}$

2. A l'ELS :

- **Moment isostatique :**

$$M_0^{\max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{11,19 \cdot (2,8)^2}{8} = 10,97 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_S^{\max} = \frac{q_s \cdot L}{2} = 15,67 \text{KN.}$$

Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85 \times 10,97 = 9,32 \text{KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times 10,97 = -3,29 \text{KN.m}$

III.4.4. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

*** A l'ELU :**

*** A l'ELS**

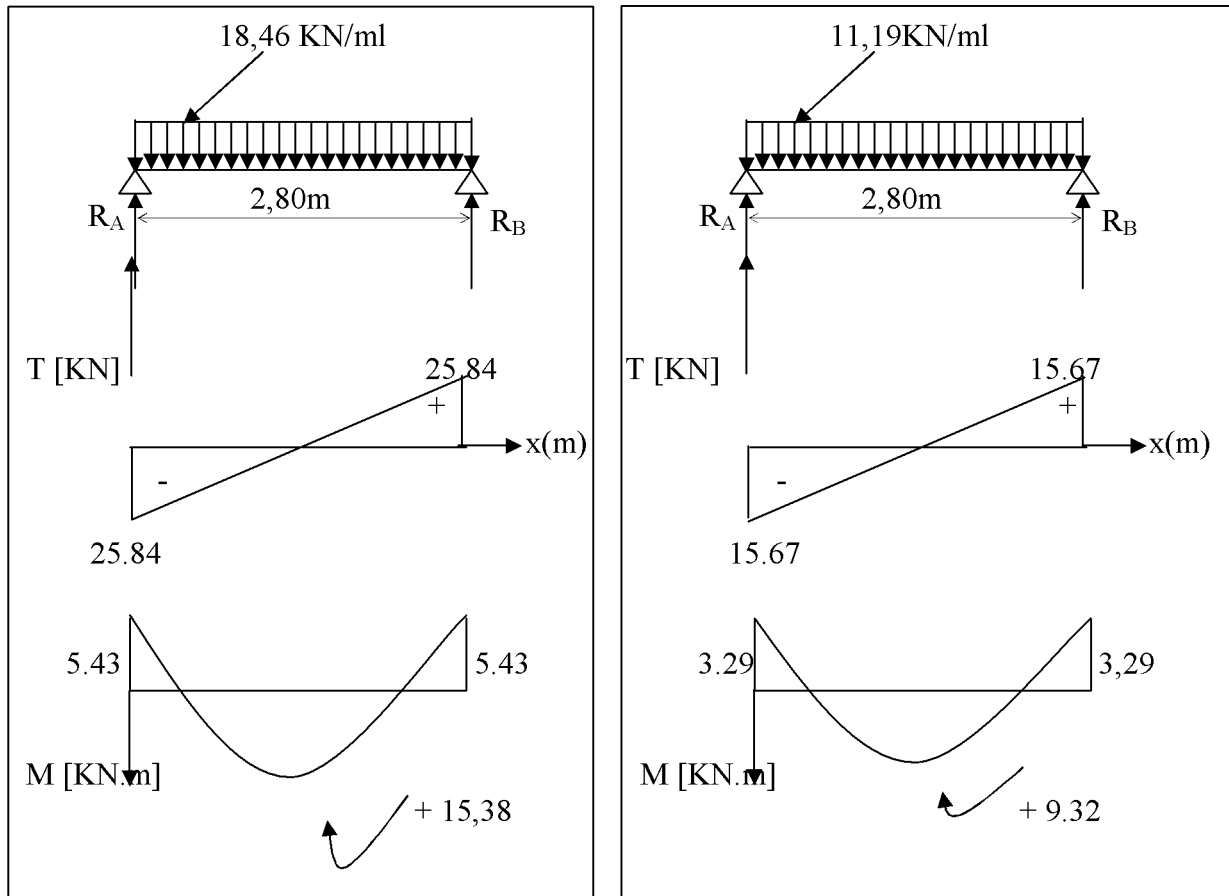


Figure (III.34): Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

III.4.5. Ferrailage :

Zone	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	15.38	0,060	0,969	1,69	3HA12= 3.39cm ²
Appui	5.43	0,020	0,990	0,58	3HA12= 3.39 cm ²

Tableau (III.7) : Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

III.4.6. Vérification à l'ELU :**III.4.6.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2.1/ BAEL91/) :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot 25 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,39 \text{ m}^2 > 0,815 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2$$

} condition vérifiée.

III.4.6.2. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art 5.1.2.1/BAEL 91) :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \{2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{25 \cdot 84 \cdot 10^3}{250 \cdot 270} = 0,38 < 2,5 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée. Pas de cisaillement.}$$

III.4.6.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u = 25 \cdot 84 \text{ KN} \leq 0,4 \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$T_u = 25 \cdot 84 \text{ KN} \leq 405 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.4.6.4. Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{25 \cdot 84 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 270 \cdot 106,4} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3,14 \cdot 1,13 \cdot 3 = 10,64 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0,99 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{su} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

III.4.6.5. Ancrage des barres (A 6.1.2/BAEL 91) :

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

Pour $\phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42.33 \text{ cm} > b = 25 \text{ cm}$

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

-En travée : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$

-Aux appuis : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$.

III.4.6.6. Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

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

III.4.6.7. Espacement des armatures transversales (Art 5.1.2.2/BAEL 91) :

$$-St_1 \leq St_{\max} = \min \{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} = 24,3 \text{ cm}$$

$$-St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{3,39 \times 400}{0,4 \times 25} = 135,6 \text{ cm}$$

On obtient ; $S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 25 \text{ cm}$

***Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

• **Zone nodale :**

$$-St_4 \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = 7,5 \text{ cm}.$$

Soit $S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_4\} = 7,5 \text{ cm}$.

$S_t = 7,5 \text{ cm}$.

• **Zone courante :**

$$St_5 \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}.$$

Soit $S_t \leq \min \{St_1; St_2; St_5\} = 15 \text{ cm}$.

$S_t = 15 \text{ cm}$.

III.4.7. Vérification à l'ELS :

1. Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 15,67 \text{KN}$$

2. Les moments corrigés :

$$M_t = 9,39 \text{KN.m}$$

$$M_a = -3,29 \text{KN.m}$$

3. Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adop}}{b \cdot d} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} ; \quad \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$$

Zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s	σ _{bc}
Travée	9,39	3,39	0,50	0,893	0,03	85,93	3,44
Appui	3,29	3,39	0,50	0,893	0,03	40,25	1,21

Tableau (III.8): Calcul des armatures longitudinales à l'ELS

3. Etat limite de déformation (calcul de la flèche) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{280} = 0,107 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,107 \geq \frac{1M_t}{10M_0} = \frac{9,39}{10 \cdot 10,97} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{3,39}{25,27} \leq \frac{4,2}{f_e} : 0,0050 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

III.5. Cage d'ascenseur :

Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. La vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$, la surface de la cabine est de 3.08 m^2 (1.40×2.20) pouvant charger 8 personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

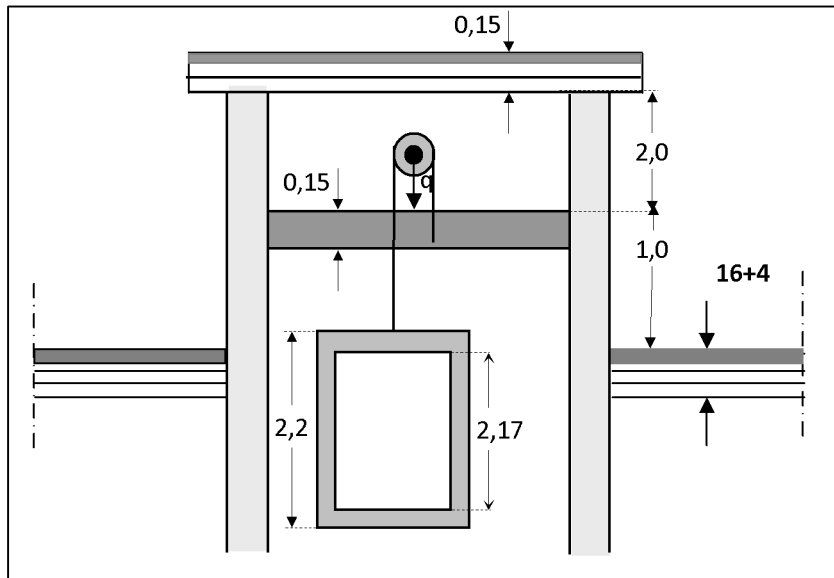


Figure (III.35) : schéma représentant la coupe verticale de l'ascenseur

III.5.1. Calcul de la dalle plein de la salle machine :

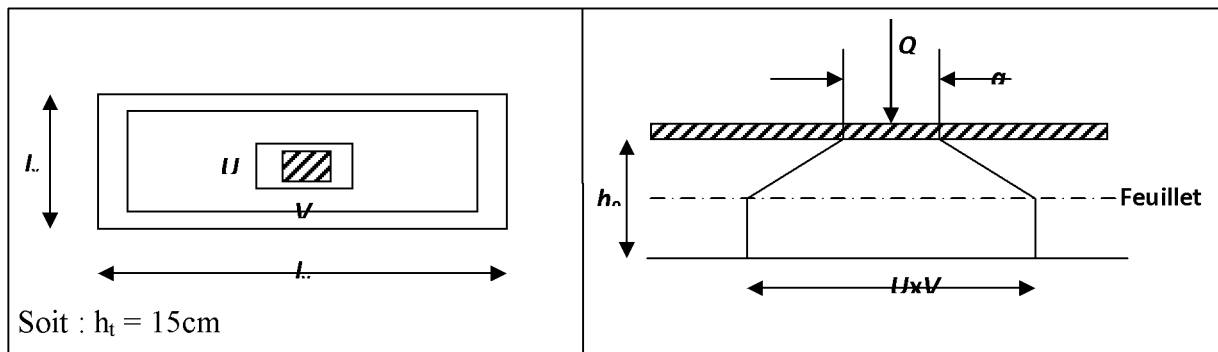
La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à

L'aide des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

a) Dimensionnement :

$$\frac{l_x}{45} \leq h_t \leq \frac{l_x}{40}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;



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

Figure (III.36) : Diffusion des charges dans le feuillet moyen.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{160}{220} = 0,73 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2K \cdot e + h_0 \\ V = V_0 + 2K \cdot e + h_0 \end{cases}$$

Avec : e : épaisseur du revêtement ($e=0$) (pas de revêtement)

h_0 : hauteur de la dalle ($h_0=15$ cm)

K : revêtement aussi solide que le béton ($K=2$)

$U_0=V_0=0,80$ m ($U_0 \times V_0$: zone dans laquelle q est concentrée)

$$\begin{cases} U = 0,8 + 0,15 = 0,95m \\ V = 0,8 + 0,15 = 0,95m \end{cases}$$

1. Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) \times q \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \nu : \text{coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficient données en fonction de $(\rho; \frac{U}{L_x}; \frac{V}{L_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{L_x}{L_y} = 0,70 \\ \frac{U}{L_x} &= \frac{95}{160} = 0,60 \\ \frac{V}{L_y} &= \frac{95}{220} = 0,40 \end{aligned} \right\} M_1 = 0,108 \text{ et } M_2 = 0,068$$

A l'ELU

$$M_{x1} = qM_1$$

$$M_{y1} = qM_2$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,108 = 13,122 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,068 = 8,262 \text{ KN.m}$$

2. Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine M_{x1} ; M_{y1} :

$\rho = 0,70 > 0,40 \Rightarrow$ la dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0,70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0683 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q l_x^2$$

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

$$q = 1,35 \times G + 1,5 Q = 1,35(25 \times 0,15) + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0683 \times 6,563 \times (1,6)^2 = 1,148 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,148 \times 0,436 = 0,5 \text{ KN.m}$$

3. Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,122 + 1,148 = 14,27 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,262 + 0,5 = 8,762 \text{ KN.m}$$

Ces moments seront minorés en travées en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis le coefficient (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles.

❖ Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur :

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Aux appuis	En travée	Aux appuis	En travée
M_u (KN.m)	$M_a=0,5 \times 14,27=$ 7,135	$M_a=0,75 \times 14,27=$ 10,703	$M_a=0,5 \times 8,762=4,3$ 81	$M_a=0,5 \times 8,762=6,57$ 2
μ	0,29	0,044	0,018	0,027
β	0,985	0,978	0,991	0,986
A_s (cm ²)	1,60	2,42	0,98	1,47
A_s (cm ²) Adopte	4HA 12 = 4,52	4HA 12 = 4,52	4HA 12 = 4,52	4HA 12 = 4,52
S_t (cm)	25	25	25	25

Tableau (III.9) : ferrailage adopte pour la salle machine

a) Vérification à l'ELU : $\nu = 0$ **1- Condition de non fragilité (Art.B.7.4/BAEL 91)**

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \Rightarrow A \geq 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,70)}{2} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Avec : ρ_0 : taux minimal d'acier en travée dans le sens (X-X)

- Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,38 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,38 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,38 \text{ cm}^2 \\ \text{En travée : } A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,38 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

2- Diamètre minimal des barres :

On doit vérifiée que : $\phi_{max} \leq \frac{h_e}{10} \Rightarrow 1 \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

3- Ecartement des barres (Art A.8.2,42/BAEL 91)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excède la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min (2h ; 25)$
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min (3h ; 33)$

- Sens X-X :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \\ \text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens Y-Y :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \\ \text{En travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4- Vérification de non poinçonnement (Art 5.2.4.4/ BAEL 91) :

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée.

$$q \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen
et h : épaisseur totale de la dalle

$$q = 1,35G = 121,5 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(0,95 + 0,95) = 3,80 \text{ m}$$

$$q = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

5- Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge :

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{bd} \leq 007 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\checkmark \text{ Au milieu de «U» on à : } T_u = \frac{q}{2L_x + L_y} \text{ avec : } q = 1,35 \times G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 2,20 + 1,60} = 20,25 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ Au milieu de «V» on à : } T_u = \frac{q}{3L_y} \text{ avec : } q = 1,35 \times G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{3 \times 2,20} = 18,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20,25}{1000 \times 130} = 0,156 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 007 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification à l'ELS : $\nu = 0,2$ **1- Moments engendrés par le système de levage :**

$$q = G + Q = 90 + 0 = 90 \text{ Kn}$$

$$M_{x1} = q(M_1 + 0,2M_2) = 90(0,108 + 0,2 \times 0,068) = 10,944 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = q(M_2 + 0,2M_1) = 90(0,068 + 0,2 \times 0,108) = 8,064 \text{ KN.m}$$

2- Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ Kn/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x q l_x^2$$

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

$$\rho = 0,70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,585 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0743 \times 4,75 \times (1,6)^2 = 0,903 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,585 \times 0,903 = 0,529 \text{ KN.m}$$

3- Les moments globaux :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,944 + 0,903 = 11,847 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,064 + 0,529 = 8,593 \text{ KN.m}$$

4- Correction des moments :

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} M_a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 11,847 = 5,924 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 8,885 = 4,297 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{An travée : } \begin{cases} M_t = 0,75 \times M_x = 8,885 \text{ KN.m} \\ M_t = 0,75 \times M_y = 6,445 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5- Contrainte de compression dans le béton :

- Sens X-X :

- Aux appuis : $M_a = 5,924 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times b} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,9675 \text{ et } K = 138,9$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_a} = \frac{5,924 \times 10^6}{0,9675 \times 130 \times 452} = 104,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = 0,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée : $M_t = 8,885 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,9675 \text{ et } K = 138,9$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{8,885 \times 10^6}{0,9675 \times 130 \times 452} = 156,287 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = 1,125 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens Y-Y :

- Aux appuis : $M_a = 4,297 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times b} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,9675 \text{ et } K = 138,9$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_a} = \frac{5,924 \times 10^6}{0,9675 \times 130 \times 452} = 75,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = 0,54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée : $M_t = 6,445 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,9675 \text{ et } K = 138,9$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{8,885 \times 10^6}{0,9675 \times 130 \times 452} = 156,287 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = 0,82 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

6- Etat limité d'ouverture des fissure (Art c 4.5,32/BAEL 91) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

7- Etat limité de déformation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0,094 ; \frac{M_{tx}}{20 M_x} = \frac{11,847}{20 \times 8,885} = 0,0667 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035 ; \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est :

❖ En travée :

Sens X-X : 4HA 12 , $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens Y-Y : 4HA 12 , $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Sur appuis :

Sens X-X : 4HA 12 , $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens Y-Y : 4HA 12 , $S_t = 25 \text{ cm}$

Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

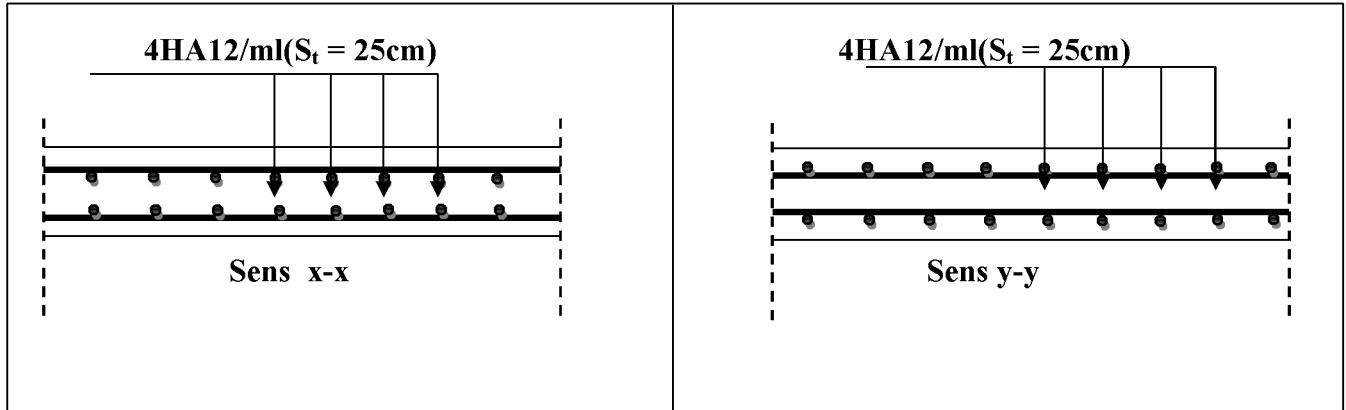


Figure (III.37) : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine en travée.

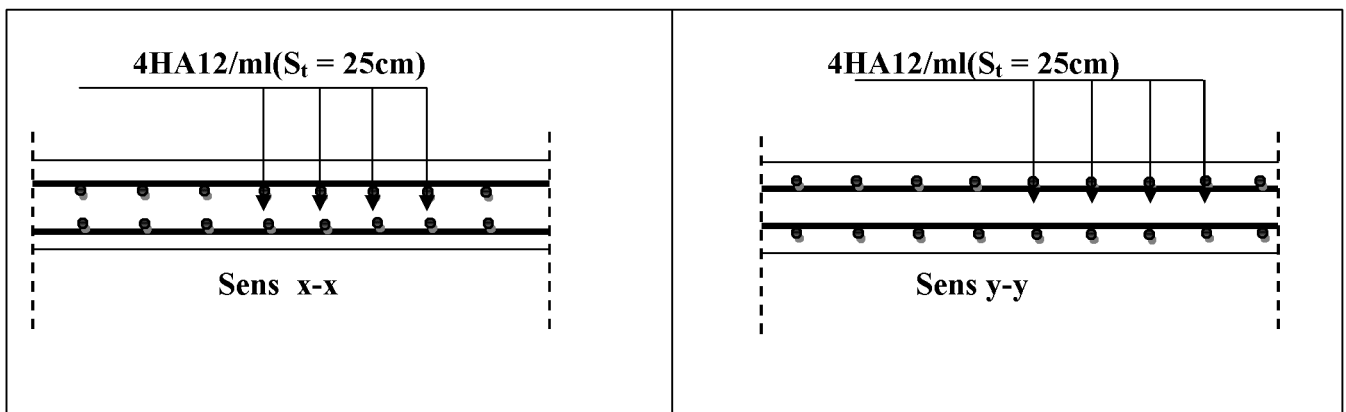


Figure (III.38) : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine en appuis.



CHAPITRE IV
CHAPITRE IV

Vérification du RPA 99



V.1)**V.1) Vérifications RPA :****1) Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien(RPA99version2003) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

2) Les différentes vérifications du RPA :**2.1) Modes de vibrations :**

Le nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentés par des modèles plan dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans des directions d'excitation doit être tel que :

-La somme des masses modales effectives pour les modes soit égales 90% au moins de la masse totale de la structure.

-Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

-Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.2 \text{ s}$$

N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et

T_K la période du mode K.

Dans notre cas $N=09$ niveaux $\Rightarrow K \geq 3\sqrt{9} = 9$

Donc $K=09$ nombre de modes.

Dans notre cas on doit considérer 09 modes de vibration.

2.2) La période :(Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

-La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T (h_N)^{3/4}$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.
- $T=0.05 \times (28.56)^{3/4} = 0.61 \text{sec.}$

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D'où : $T=1.3 \times 0.61=0.80\text{s} > T_{ETABS} = \mathbf{0.506808\text{s}}$ **Condition vérifiée.**

Réponse de la structure :

MODE 1 : $T_1 = \mathbf{0.506808\text{s}}$ —————> translation suivant (xx)

MODE 2 : $T_2 = \mathbf{0.230579\text{s}}$ —————> translation suivant (yy)

MODE 3 : $T_3 = \mathbf{0.186432\text{ s}}$ —————> Torsion suivant (zz)

- **Pourcentage de participation de la masse modale :**

Tableau : les périodes et la participation massique

Mode	Periode	SumUx	SumUy	SumUz
1	0.506808	61.2975	61,2213	0
2	0.230579	62,3501	61,2213	0
3	0.186432	62,3501	61,224	0
4	0.112763	62,3501	83,0853	0
5	0.057299	83,1538	83,0853	0
6	0.051584	83,1538	83,0871	0
7	0.044796	83,1538	93,2034	0
8	0.033903	92,9365	93,2034	0
9	0.028621	92,9365	93,2044	0

Remarque :

Les huit premiers modes sont suffisant pour que la masse modale atteigne les 90%(selon l'article 4.34. a du RPA99 version 2003).

2.3) Les déplacements inter- étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK} \text{ Donné par le RPA 2003 formule (4-19).}$$

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques E_i .

R : Coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le **RPA99** préconise que les déplacements relatifs inter-étages ne doivent pas dépasser les **1%he**, (he est la hauteur libre de l'étage considéré).

Il faut vérifier que :

$$\Delta_K \leq \bar{\delta}$$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible (égale à $0,01h_e$).

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous :

La vérification des déplacements inter- étages est résumée dans le tableau suivant:

Suivant XX :

Story	Hauteur (m)	1% h _e (m)	U _x	R*U _x	ΔK	Observation
9	3,06	0,0306	0,0004	0,002	0,002	Cv
8	3,06	0,0306	0,0003	0,0015	0,0005	Cv
7	3,06	0,0306	0,0002	0,001	0,0005	Cv
6	3,06	0,0306	0,0002	0,001	0	Cv
5	3,06	0,0306	0,0001	0,0005	0,0005	Cv
4	3,06	0,0306	0,0001	0,0005	0	Cv
3	3,06	0,0306	0,0001	0,0005	0	Cv
2	3,06	0,0306	0	0	0	Cv
1	4,08	0,0408	0	0	0	Cv

Tableau : Vérification des déplacements inter étages suivant XX.**Suivant YY :**

Story	Hauteur (m)	1% h _e (m)	U _x	R*U _x	ΔK	Observation
9	3,06	0,0306	0	0	0	Cv
8	3,06	0,0306	0	0	0	Cv
7	3,06	0,0306	0	0	0	Cv
6	3,06	0,0306	0	0	0	Cv
5	3,06	0,0306	0	0	0	Cv
4	3,06	0,0306	0	0	0	Cv
3	3,06	0,0306	0	0	0	Cv
2	3,06	0,0306	0	0	0	Cv
1	4,08	0,0408	0	0	0	Cv

Tableau : Vérification des déplacements inter-étages suivant YY.

1. Les déplacements (δ_x, δ_y) croient en hauteur jusqu'à atteindre leur maximum au dernier étage.
2. Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le confort des usagers est vérifié.

2.4) Vérification du déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{MAX} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : la flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{MAX} = 0,0004m \leq f = \frac{28,56}{500} = 0.057m \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

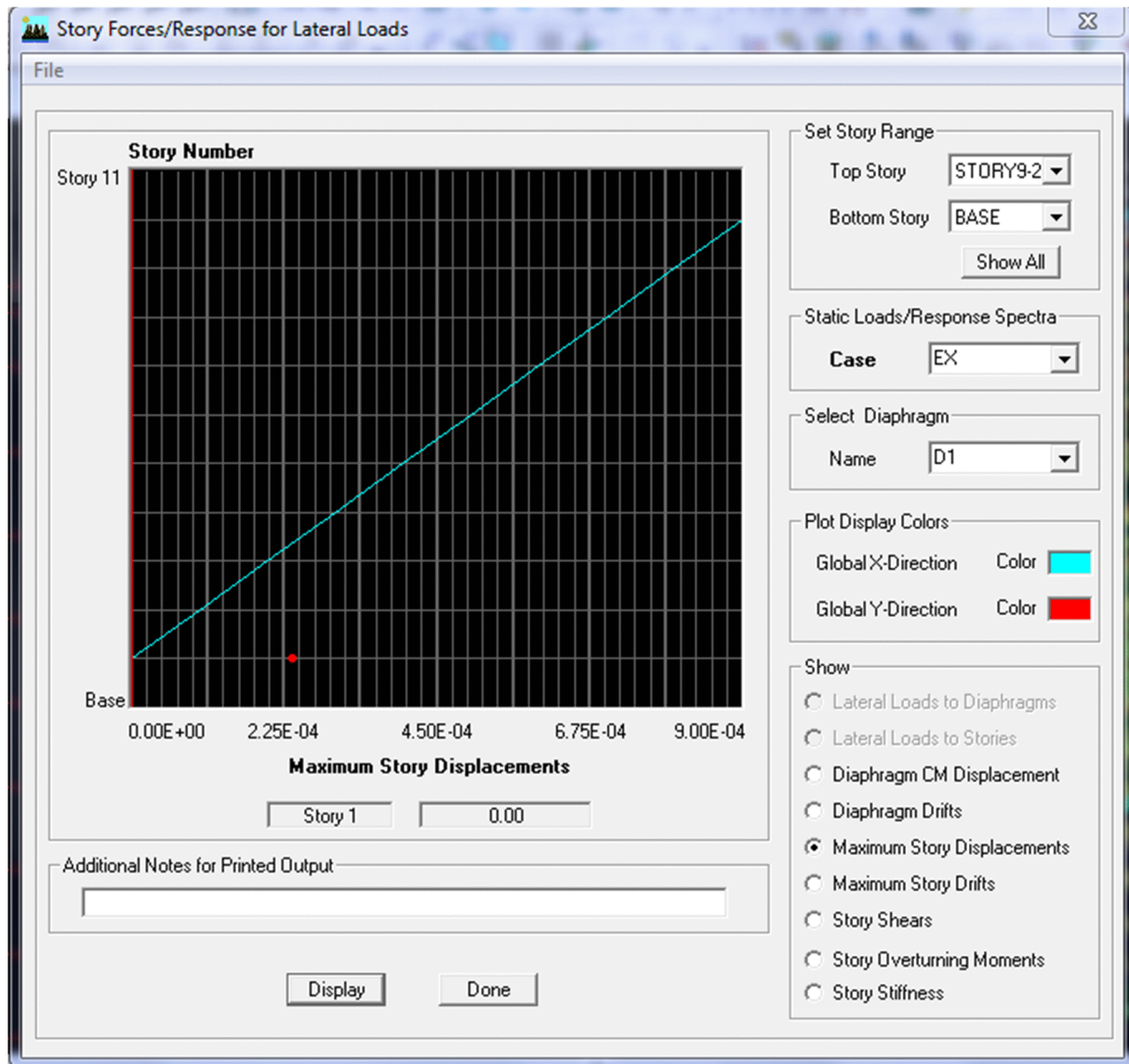


Figure : Déplacement maximal de la structure

2.5) Vérification de l'effort tranchant à la base:(RPA Version 2003ART4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_D \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ;) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V_{mse} = \frac{A \cdot D \cdot Q_x}{R} W_T \quad \text{RPA 2003 tab (4-1)}$$

• **Calcul des coefficients A,D,R :**

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique II_a

D :facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule(4.2) de RPA 99, fonction De la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA 99

Site 3 $\Rightarrow S_3 \Rightarrow T_2 = 0,5s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit : $\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$

$\xi(\%)$:est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif : de type de structure est de l'importance des remplissage Tab (4-2)

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 10\%$.

D'où $\eta = 0.76 \geq 0,7$ condition vérifiée.

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

C_T : Coefficient, en fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

R:coefficient de comportement global de la structure en fonction de système de contreventement donné par le (Tab4-3).

$0 < T < T_2$ Alors $D=2.5\eta$

$D=2.5 \times 0,76=1.9Sec.$

Les valeurs de A.D. R. Ct et T sont donné es dans le tableau suivant :

Paramètres	Vale	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tablea4.1
Période caractéristique	0.5 secondes	Tablea4.7
Coefficient Ct	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.9	formule 4.2
Coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

Tableau donnant les valeurs de A,D,R,T,Ct

• **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La condition de la hauteur :

$H \leq 65m$: En zone sismique I et II.

$H \leq 30m$: En zone sismique III.

Dans notre cas :

Tizi-ouzou zone IIa.

$H=28,56m \leq 65m$ **condition vérifiée.**

Les conditions de régularité en plan :

1.condition de la symétrie :

-Le bâtiment doit présenter une forme symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

Suivant x : condition vérifiée

Suivant y : condition vérifiée

2.Forme et décrochement en plan :

_1) Les dimensions du bâtiment doivent vérifier le rapport : $\frac{L}{l} \leq 4$

$L=20m.$

$l=16.80m.$

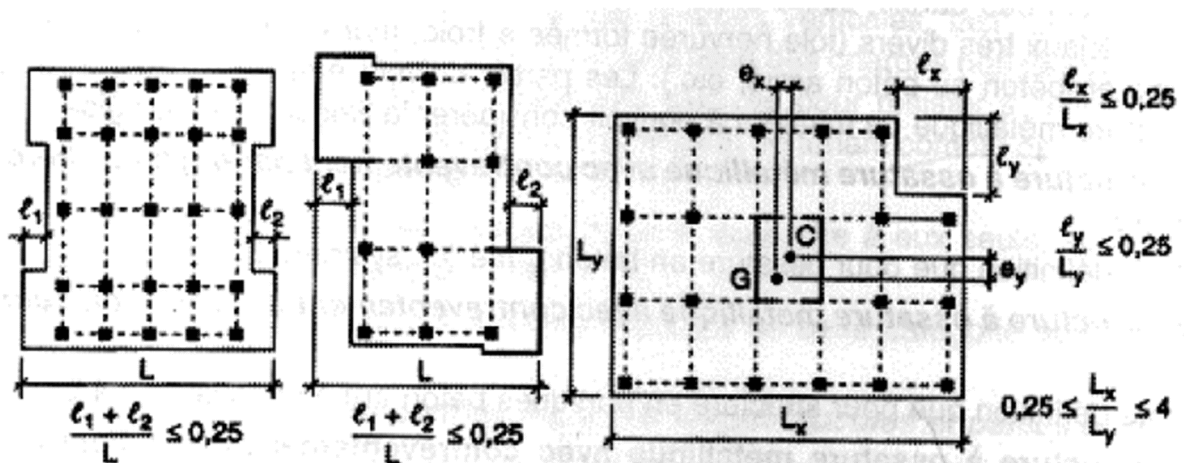
$\frac{L}{l}=1.19 \leq 4.$ **Condition vérifiée.**

2). La somme des décrochements (d_1+d_2) dans une direction ne doit pas dépasser 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

l : La dimension longitudinale du bâtiment.

L : La dimension transversale du bâtiment.

Sens transversal



$$L=20 \text{ m}$$

$$L_1=1.2 \text{ m}$$

$$L_2=1.2 \text{ m}$$

$$\frac{l_1+l_2}{L} = 0.12 \leq 0.25$$

Condition vérifiée.

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 ⇒ **Condition vérifiée.**

- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Condition vérifié.

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'exécède pas 1,5.

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (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.

Suivant x-x : on a 6 files de portiques

$$l_i/l_{i+1} = 3.5/3.5=1 \leq 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.5/3.2=1.09 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.2/3.5=0.91 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.5 / 3.5=1 < 1.5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Suivant y-y : on a 4 files de portiques

$$l_i/l_{i+1} = 3.6/3.5=1.02 < 1.5$$

$$l_i/l_{i+1} = 3.5/2.2=1.59 < 1.5 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La redondance en plan est non vérifiée

D'où on attribue sa pénalité de : $P_q = 0.05$

Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:

Ces deux critères sont observé en zone II et III.

Critère	P	
	Observé	Non observé
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Conditions minimales sur les fils de contreventement	0	/
Redondance en plan	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:	/	0.1

Tableau : Valeurs de pénalités

Q : Facteur de qualité .

La valeur du facteur de qualité est donné par la formule : $Q=1+\sum P_q$.

P_q :La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q(satisfait ou non).

$$Q=1+0+0+0+0.05+0.1=1.15$$

$$Q=1.15$$

Calcul du poids total de la structure :

Du logiciel ETABS:

$$W_T=M_T \times g ; \text{avec } g=9.81.$$

Story	Diaphragm	Masse	Poids (KN)
Story9	D9	11.996	117.681
Story8	D8	17.719	173.823
Story7	D7	17.719	173.823
Story6	D6	17.719	173.823
Story5	D5	17.719	173.823
Story4	D4	17.719	173.823
Story3	D3	17.719	173.823
Story2	D2	29.531	289.699
Story1	D1	29.531	289.699
Poids total de la structure			1740.017

Tableau : Poids total de la structure.

$$V_{mse} = \frac{A.D.Qy}{R} W_T = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.15}{5} 1740.017 = 114,058 \text{KN}.$$

Sens	V_{mse} (KN)	$0.8 \times V_{mse}$	V_{dyn} (ETABS)	Observation
Sens X	114.058	91.24	94.72	vérifiée
SensY	114.058	91.24	91.83	vérifiée

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques obtenues par la méthode statique équivalente, donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

2.6) Vérification de l'excentricité:

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

On doit vérifier que :

$$|C_{Mx} - C_{Rx}| \leq 5\% L_y \dots\dots\dots \text{suivant } xx$$

$$|C_{My} - C_{Ry}| \leq 5\% L_x \dots\dots\dots \text{suivant } yy$$

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	0.05Ly	0.05Lx
Story 1	9,81	8,20	9,799	8,20	0.011	0	0.84	1
Story 2	9,81	8,20	9,797	8,20	0.013	0	0.84	1
Story 3	9,81	8,20	9,796	8,20	0.014	0	0.84	1
Story 4	9,81	8,20	9,795	8,20	0.015	0	0.84	1
Story 5	9,81	8,20	9,793	8,20	0.017	0	0.84	1
Story 6	9,81	8,20	9,792	8,20	0.018	0	0.84	1
Story 7	9,81	8,20	9,79	8,20	0.02	0	0.84	1
Story 8	9,81	8,20	9,788	8,20	0.022	0	0.84	1
Story 9	9,81	8,20	9,787	8,20	0.023	0	0.84	1

Tableau : Excentricités théoriques et accidentelles.

Donc l'excentricité suivant X-X et suivant Y-Y est vérifié.

2.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-D(Art5.9/RPA99) :

Les effets du 2° ordre(ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur de l'étage «k».

Story	Pk (KN)	Sens xx				Sens yy			
		$\Delta_k(x)$	VK(x)	VK(x)xhk	θ_x	$\Delta_k(y)$	Vk(y)	VK(y)xhk	θ_y
STORY9	117.681	0.002	17.24	52.754	0.004	0	0	0	0
STORY8	291.504	0.0005	35.51	108.660	0.0013	0	0	0	0
STORY7	465.327	0.0005	49.25	150.705	0.0015	0	0	0	0
STORY6	639.15	0	60.37	185.191	0	0	0	0	0
STORY5	812.173	0.0005	69.52	212.731	0.0019	0	0	0	0
STORY4	986.796	0	77.07	235.834	0	0	0	0	0
STORY3	1160.619	0	82.94	253.796	0	0	0	0	0
STORY2	1450.318	0	90.32	276.379	0	0	0	0	0
STORY1	1740.017	0	94.72	386.45	0	0	0	0	0

Tableau : Vérification de l'effet P- Δ .

Remarque:

On constate que θ_x et $\theta_y \leq 0.10$. Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

❖ Justification du système de contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y):

on suit les étapes suivantes :

Dans le menu ETABS on choisit :

Display \Rightarrow show deformed shape et on sélectionne la combinaison E_x ou $E_y \Rightarrow$ OK

View \Rightarrow set 3D view \Rightarrow on sélectionne le plan xz ou yz \Rightarrow OK

Draw \Rightarrow draw section cut et on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D

L'effort total dans le sens **X-X** repris dans le niveau sélectionné(à la base) par :

Les portiques :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.7386	1.8088
End Point	20.0375	1.7486

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.6495	1.7787	0.	359.8339

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	5.3025	0.0154	7.2224	5.3025	0.0154	7.2224
Moment	43.6365	1058.532	34.0491	43.6365	1058.532	34.0491

Close Refresh

Par les voiles :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.7386	1.8088
End Point	20.0375	1.7486

Resultant Force Location and Angle

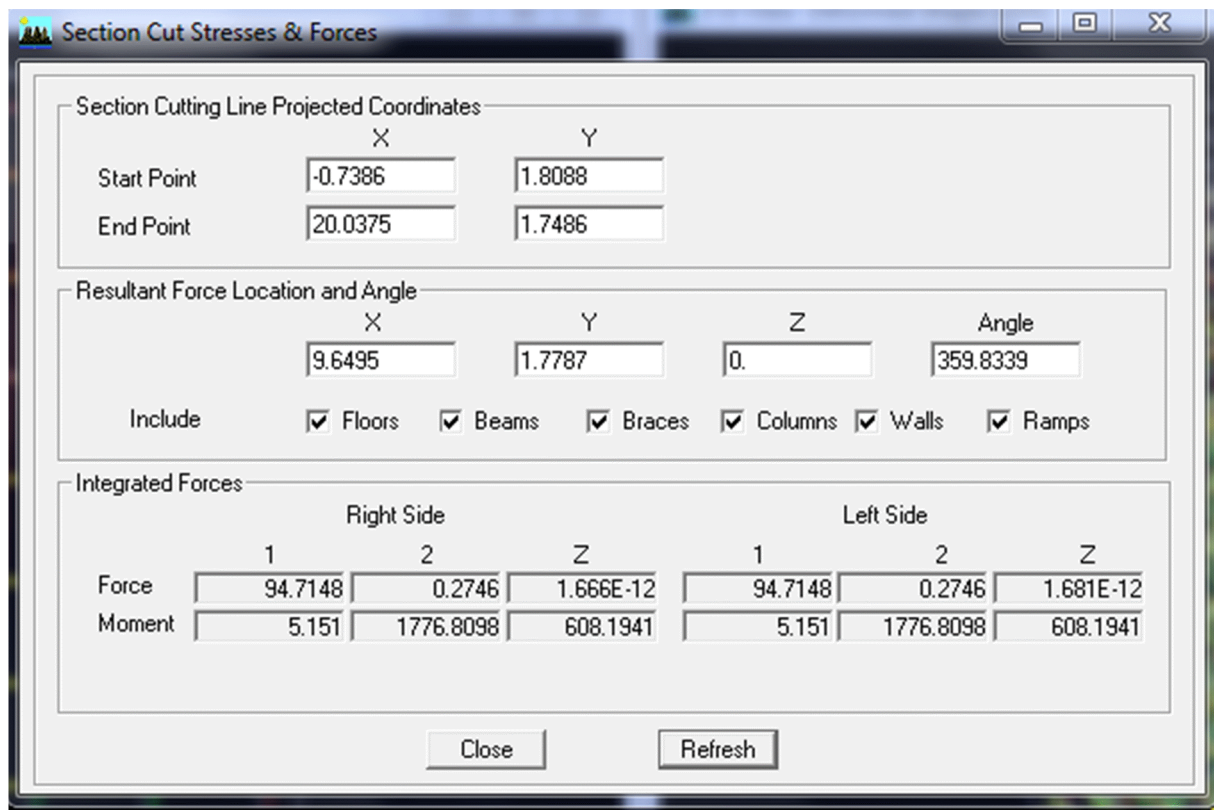
	X	Y	Z	Angle
	9.6495	1.7787	0.	359.8339

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	89.4663	0.2594	7.2224	89.4663	0.2594	7.2224
Moment	48.3454	720.5908	574.4917	48.3454	720.5908	574.4917

Close Refresh

Par les voiles et les portiques :


Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.7386	1.8088
End Point	20.0375	1.7486

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9.6495	1.7787	0.	359.8339

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	94.7148	0.2746	1.666E-12	94.7148	0.2746	1.681E-12
Moment	5.151	1776.8098	608.1941	5.151	1776.8098	608.1941

Close Refresh

$$\% V_{\text{voile}} = \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{tot}}} \times 100 = (89.4663 \times 100) / 94.7148 = 94.45\%$$

$$\% V_{\text{portiques}} = \frac{V_{\text{portiques}}}{V_{\text{tot}}} \times 100 = (5.3025 \times 100) / 94.7148 = 5.59\%$$

➤ **Sens x-x :**

-Effort horizontal repris par les portiques = 5.59%

-Effort horizontal repris par les voiles = 94.45 %

L'effort totale dans le sens Y-Y repris dans le niveau sélectionné (à la base) par :

Les portiques :

Les voiles :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.0137	1.6282
End Point	18.7386	1.6282

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.8624	1.6282	0.	0.

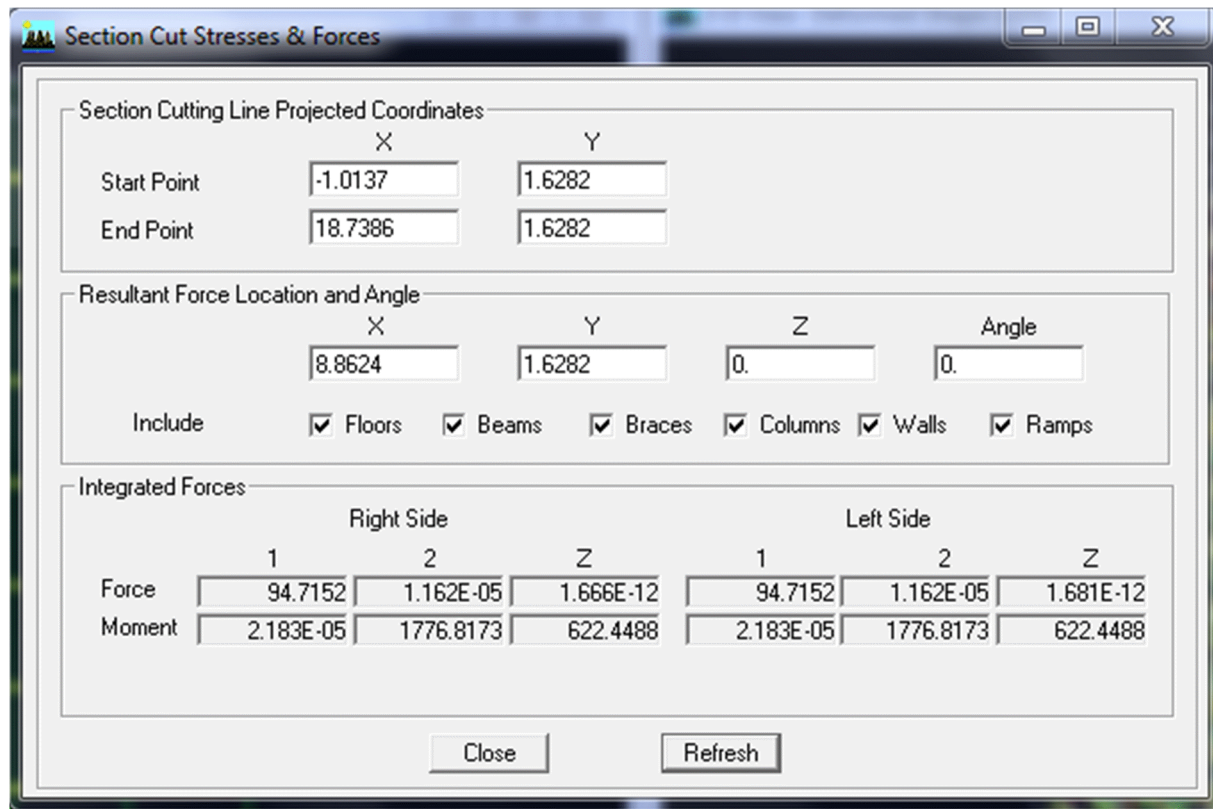
Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	89.4666	1.096E-05	7.2224	89.4666	1.096E-05	7.2224
Moment	47.4643	726.0637	587.9564	47.4643	726.0637	587.9564

Close Refresh

Les voiles et les portiques :



$$\%V_{voile} = \frac{v_{voiles}}{v_{tot}} \times 100 = (89.4666 \times 100) / 94.7152 = 94.45\%$$

$$\%V_{portique} = \frac{v_{portiques}}{v_{tot}} \times 100 = (5.3025 \times 100) / 94.7152 = 5.59\%$$

➤ Sens y – y :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1.0137	1.6282
End Point	18.7386	1.6282

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.8624	1.6282	0.	0.

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	5.3025	6.694E-07	7.2224	5.3025	6.694E-07	7.2224
Moment	47.4643	1053.3027	34.8472	47.4643	1053.3027	34.8472

Close Refresh

-Effort horizontal repris par les portiques = 5.59%

-Effort horizontal repris par les voiles = 94.45 %

Les charges verticales reprises par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (ELU):

Dans le menu ETABS on choisit :

Display→show deformed shape et on sélectionne la combinaison ELU→OK.

View→set 3D view→On sélectionne le plan yz→OK

Draw→draw section cut et on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D

Les charges verticales reprises par :

Les portiques :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.5922	1.6282
End Point	17.4137	1.6282

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.4108	1.6282	0.	0.

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	5.2157	-2.423E-13	27206.3887	-5.2157	2.423E-13	-26413.237
Moment	178794.945	-39369.55	-34.2768	-173582.51	38267.706	34.2768

Close Refresh

Les voiles :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.5922	1.6282
End Point	17.4137	1.6282

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.4108	1.6282	0.	0.

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-5.2157	-4.309E-12	16050.5574	5.2157	4.408E-12	-15180.293
Moment	105481.053	-20519.384	34.2768	-99761.85	19380.916	-34.2768

Close Refresh

Les voiles et les portiques :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0.5922	1.6282
End Point	17.4137	1.6282

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.4108	1.6282	0.	0.

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-1.985E-11	-4.547E-12	43256.946	1.969E-11	4.665E-12	-41593.53
Moment	284275.998	-59888.94	1.245E-10	-273344.36	57648.622	-1.235E-10

Close Refresh

% des charges verticales repris par les portiques :

$$(26413.237 \times 100)/41593.53=63.50\%$$

% des charges verticales repris par les voiles :

$$(15180.293 \times 100)/41593.53 = 36.50\%$$

Charges verticales reprise par les portiques = 63.50%

Charges verticales reprise par les voiles = 36.50%

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et la proportion des charges horizontales.

D'après le RPA99 modifié 2003 la structure est mixte contreventée par voiles.

Donc le coefficient de comportement sera égale 5.

Conclusion de la vérification au RPA :

D'après les résultats obtenus si dessus, on peut conclure que :

→La période est vérifiée.

→Le pourcentage de participation massique est vérifiée.

→Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiées.

→L'effort tranchant à la base est vérifiée.

Donc on peut passer au ferrailage des éléments.



CHAPITRE V

Ferraillages des poutres



V. Ferrailage des poutres

Introduction :

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton arme, elle transmettant les chargements aux poteaux, seront calcules en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

V.1. Recommandations du RPA 99, version 2003 :

V.1.1. Armatures longitudinales : (RPA/ Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.
 - Poutre principales de (30X 35) ; $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$
 - Poutre secondaire de (25X 30) ; $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
 - Poutre principales de (30X 35) :
 - $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courente)
 - $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement)
 - Poutre secondaire de (25X 30) :
 - $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$ (en zone courente)
 - $A_{max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement)
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone II_a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuée avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud

V.1.2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times s_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$ en zone de modale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone modale.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armature comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premiers armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu de l'appui ou l'encastrement.
 - **Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :**

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	fc ₂₈ MPa	fe MPa	fissuration
Poutre principales	35	30	3	25	400	Peu. Préjudiciable
Poutre secondaires	30	25	3	25	400	Peu. Préjudiciable

V.2. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

1. Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

2. calcul du moment réduit limite « μ_l » :

FE 400 } $\Rightarrow \mu_l = 0,392$

$\gamma_s = 1,15$ }

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ » ; deux cas se présentent :

- $\mu \leq \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \text{ tel que } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

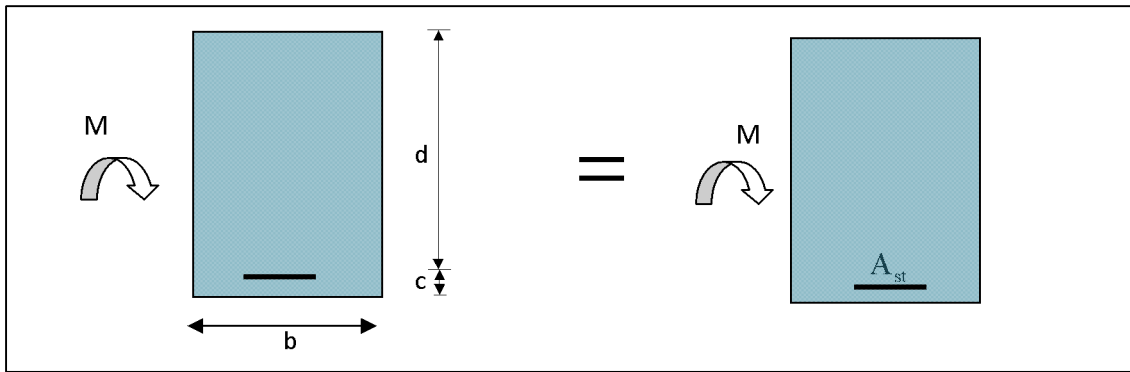


Figure (V.1) : disposition des armatures en SAA

- $\mu_b \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections.

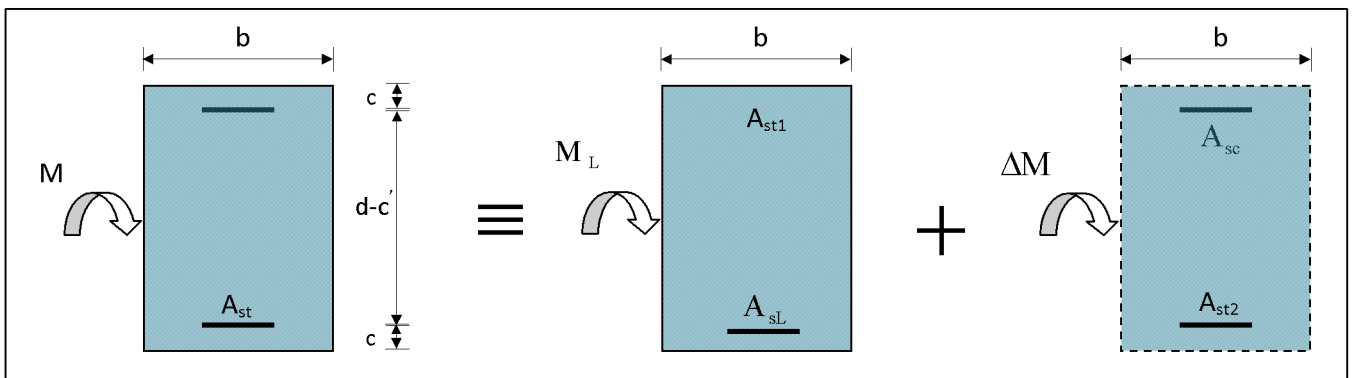


Figure (V.2) : disposition des armatures en SDA

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu} \text{ et } \Delta M = M - M_1$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \end{cases}$$

Avec :

M_l : Moment ultime pour une section simplement armée et M moment sollicitant.

Le calcul des sections et le choix des armatures sen résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Ferrailage des poutres principales (30 X 35) :**

1) Poutre principales : (en travées)

Niv	Comb	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
8	ELU	24,821	0,056	SSA	0,971	2.30	3HA 14+ 2HA12	6,88
7	ELU	24,09	0.055	SSA	0.9715	2.23	3HA 14+ 2HA12	6,88
6	ELU	23,393	0.054	SSA	0.972	2.16	3HA14+ 2HA12	6,88
5	ELU	22,816	0.052	SSA	0.973	2.11	3HA 14+ 2HA12	6,88
4	ELU	22,755	0.052	SSA	0.973	2.10	3HA 14+ 2HA12	6,88
3	ELU	22,179	0.051	SSA	0.9735	2.05	3HA 14+ 2HA12	6,88
2	ELU	21,679	0.050	SSA	0.974	1.99	3HA 14+ 2HA12	6,88
1	ELU	23,777	0.055	SSA	0.9715	2.19	3HA 14+ 2HA12	6,88
RDC	ELU	23,136	0.053	SSA	0.9725	2.14	3HA 14+ 2HA12	6,88

Tableau (V.1) : ferrailages des poutres principales en travée.

2) Poutre principales : (aux appuis)

NIV	Combe	M (KN.m)	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	Ferrailage	A adopté(m)
8	ELU	-53.572		0.122	SSA	0.935	5.145	3HA 14+ 3HA 12	8.01
	G+Q+E	-39.761	-53.572						
	0.8G+E	-5.795							
7	ELU	-63.139		0.144	SSA	0.922	6.149	3HA 14+ 3HA 12	8.01
	G+Q+E	-46.989	-63.139						
	0.8G+E	-7.696							
6	ELU	-59.231		0.136	SSA	0.927	5.738	3HA 14+ 3HA 12	8.01
	G+Q+E	-44.121	-59.231						
	0.8G+	-7.363							
5	EELU	-55.947		0.128	SSA	0.931	5.396	3HA 14+ 3HA 12	8.01
	G+Q+E	-41.818	-55.947						
	0.8G+E	-7.149							
4	ELU	-54.019		0.124	SSA	0.934	5.194	3HA 14+ 3HA 12	8.01
	G+Q+E	-40.462	-54.019						
	0.8G+E	-7.040							
3	ELU	-49.383		0.113	SSA	0.9395	4.72	3HA 14+ 3HA 12	8.01
	G+Q+E	-37.003	-49.383						
	0.8G+E	-6.496							
2	ELU	-43.57		0.100	SSA	0.947	4.132	3HA 14+ 3HA 12	8.01
	G+Q+E	-32.679	-43.57						
	0.8G+E	-5.866							
1	ELU	-43.175		0.098	SSA	0.948	4.089	3HA 14+ 3HA 12	8.01
	G+Q+E	-32.052	-43.175						
	0.8G+E	-7.139							
RDC	ELU	-36.524		0.084	SSA	0.956	3.431	3HA 14+ 3HA 12	8.01
	G+Q+E	-26.895	-36.524						
	0.8G+E	-6.062							

Tableau (V.2) : ferrailages des poutres principales aux appuis.

➤ **Ferrailage des poutres secondaires: (25 X 30)****1) poutres secondaires : (en travée)**

Niv	Comb	M _{max} (KN. m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
8	ELU	14.764	0.057	SSA	0.9705	1.62	3 HA 12	3.39
7	ELU	17.412	0.067	SSA	0.9655	1.92	3 HA 12	3.39
6	ELU	15.567	0.060	SSA	0.969	1.71	3 HA 12	3.39
5	ELU	14.399	0.056	SSA	0.971	1.58	3 HA 12	3.39
4	ELU	13.105	0.050	SSA	0.974	1.43	3 HA 12	3.39
3	ELU	10.649	0.041	SSA	0.9795	1.16	3 HA 12	3.39
2	ELU	8.092	0.031	SSA	0.9845	0.87	3 HA 12	3.39
1	ELU	5.817	0.022	SSA	0.989	0.63	3 HA 12	3.39
RDC	ELU	2.97	0.011	SSA	0.9945	0.32	3 HA 12	3.39

Tableau (V.3): ferrailages des poutres secondaires en travée.

2) poutres secondaires : (aux appuis)

NIV	Combe	M (kN .m)	Mmax (KN.m)	μ	Obs	β	As cal (cm ²)	Ferrailage	A adopté(m)
8	ELU	-19.838						3 HA 12 +	6.78
	G+Q+E	-15.113	-19.838	0.076	SSA	0.960	2.20	3 HA 12	
	0.8G+E	-2.478							
7	ELU	-22.70						3 HA 12 +	6.78
	G+Q+E	-17.37	-22.70	0.088	SSA	0.954	2.53	3 HA 12	
	0.8G+E	-2.921							
6	ELU	-20.621						3 HA 12 +	6.78
	G+Q+E	-15.848	-20.621	0.080	SSA	0.958	2.29	3 HA 12	
	0.8G+	-2.74							
5	EELU	-18.903						3 HA 12 +3	6.78
	G+Q+E	-14.629	-18.903	0.073	SSA	0.9625	2.09	HA 12	
	0.8G+E	-2.635							
4	ELU	-17.344						3 HA 12 +	6.78
	G+Q+E	-13.501	-17.344	0.067	SSA	0.9655	1.92	3 HA 12	
	0.8G+E	-2.501							
3	ELU	-14.866						3 HA 12 +	6.78
	G+Q+E	-11.636	-14.866	0.057	SSA	0.9705	1.63	3 HA 12	
	0.8G+E	-2.202							
2	ELU	-11.936						3 HA 12 +	6.78
	G+Q+E	-9.411	-11.936	0.046	SSA	0.976	1.30	3 HA 12	
	0.8G+E	-1.838							
1	ELU	-9.588						3 HA 12 +	6.78
	G+Q+E	-7.588	-9.588	0.037	SSA	0.9815	1.04	3 HA 12	
	0.8G+E	-1.488							
RDC	ELU	-6.395	-6.395	0.024				3 HA 12 +	6.78
	G+Q+E	-5.30			SSA	0.988	0.69	3 HA 12	
	0.8G+E	-0.943							

Tableau (V.4) : ferrailages des poutres secondaires aux appuis.

V.3. Vérifications à l'ELU :

V.3.1. Vérification de la condition de non fragilité :

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

- poutre principales de (30 X 35) ; $A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$
- poutre secondaires de (25 X 30) ; $A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité est vérifiée.

V.3.2. justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1/ BAEL 91)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sous justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u » prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \text{ avec } T_u^{max} : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

- poutres principales de (30 X 35) ; $\tau_u = \frac{60.01 \cdot 10^3}{300 \times 320} = 0.625 \text{ MPa}$
- poutres secondaires de (25 X 30) ; $\tau_u = \frac{11.93 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.177 \text{ MPa}$

a- Etat limité ultime du béton de l'âme (Art A.5.1,21/ BAEL 91) :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} .$$

- Poutres principales de (30 X 35) ;
 $\tau_u = 0.625 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- Poutres secondaires de (25 X 30) ;
 $\tau_u = 0.177 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

b- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1,32/ BAEL 91) :

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 moment égale à $T_u + \frac{M_u}{0.9d}$.

$$\text{D'où } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (v_u + \frac{M_u}{0.9d})$$

Si $(v_u + \frac{M_u}{0.9d}) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire

Poutres principales

Niveaux	M_u max (KN.m)	V_u (KN)	$V_u + M_u/0.9d$ (KN)	OBS
Etage 8	-53.572	-75.23	-261.244	Vérifiée
Etage 7	-63.139	-81.90	-301.133	Vérifiée
Etage 6	-59.231	-79.82	-285.438	Vérifiée
Etage 5	-55.947	-78.16	-272.420	Vérifiée
Etage 4	-54.019	-77.09	-264.656	Vérifiée
Etage 3	-49.383	-74.29	-245.758	Vérifiée
Etage 2	-43.57	-70.86	-222.145	Vérifiée
Etage 1	-43.175	-76.65	-226.563	Vérifiée
RDC	-36.524	-72.71	-199.529	Vérifiée

Poutres secondaires

Niveaux	M_u max (KN.m)	V_u (KN)	$V_u + M_u/0.9d$ (KN)	OBS
Etage 8	-19.838	-14.66	-96.297	Vérifiée
Etage 7	-22.70	-16.33	-109.746	Vérifiée
Etage 6	-20.621	-15.14	-100.001	Vérifiée
Etage 5	-18.903	-14.36	-92.15	Vérifiée
Etage 4	-17.344	-13.48	-84.854	Vérifiée
Etage 3	-14.866	-11.96	-73.137	Vérifiée
Etage 2	-11.936	-10.31	-59.429	Vérifiée
Etage 1	-9.588	-8.86	-48.317	Vérifiée
RDC	-6.395	-6.89	-33.207	Vérifiée

Tableau (V.5) : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

Conclusion : les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$\sigma_u < \overline{\sigma_u} = 0.40 \times \frac{0.9dbf_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (Art A.5.1,32/BAEL91)$$

- Poutres principales de (30 X 35) ; $\sigma_u = 81.90 \text{ KN} < \overline{\sigma_u} = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$

- Poutres secondaires de (25 X 30) ; $\sigma_u = 81.90 \text{ KN} < \overline{\sigma_u} = 0.40 \times \frac{0.9 \times 0.27 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$

d- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{\sigma_u^{max}}{0.9d\Sigma U_i} : \Sigma U_i : \text{périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres}$$

- Poutres principales de (30 X 35) ; 3HA 12+ 3HA 14 $\Rightarrow \Sigma U_i = 24.492 \text{ cm}$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{81.90 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 24.492} = 1.161 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires de (25 X 30) ; 6HA 12 $\Rightarrow \Sigma U_i = 22.61 \text{ cm}$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{16.33 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 22.61} = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e- Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les ϕ_{12} : $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Pour les ϕ_{14} : $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4l_s$ » pour les barres à haute adhérence.

Pour les ϕ_{12} : $l_s = 16.93 \text{ cm}$

Pour les ϕ_{14} : $l_s = 19.75 \text{ cm}$

V.4. diamètre des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifiée :

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

- Poutres principales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(10; 12; 30)$$

- Poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(8; 12; 25)$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

En choisira 1 cadre +1 étrier soit :

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

V.5. vérification au RPA99/ version 2003 :

V.5.1. Espacements des armatures :

- Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30)$
- Poutres principales de (30 X 35) ; $S_t=8,75$ cm
- Poutres secondaires de (25 X 30) ; $S_t=7,50$ cm

Soit $S_t = 8$ cm

- Zone nodale : $S'_t \leq \frac{h}{2}$
- Poutres principales de (30 X 35) ; $S'_t=17,5$ cm
- Poutres secondaires de (25 X 30) ; $S'_t=15$ cm

Soit $S'_t = 15$ cm

V.5.2. Délimitation de la zone nodale :

$L' = 2 \times h$

$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right\}$

Avec :

- h : hauteur de la poutre ;
- b_1 et h_1 : dimensions du poteau.
- h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

- $h' = 60$ cm
- $L' = 2 \times 35 = 70$ cm : poutres principales de (30 X 35)
- $L' = 2 \times 30 = 60$ cm : poutres secondaires de (25 X 30)

Remarque :

Le cadre d'armatures transversales doit être disposé à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.5.3. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$A_t^{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$
 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

V.6. Vérification à l'ULS :

V.6.1. Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

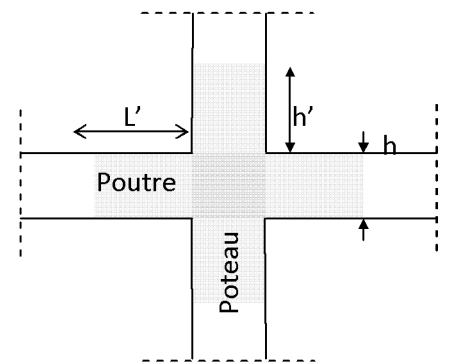
V.6.2 Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On calcul ; $\rho_1 = \frac{100A}{bd}$, puis on déduit les valeurs de β_1 et k .

Les contraintes valent alors : $\sigma_{bc} = \kappa \cdot \sigma_s$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$.



Zones nodales

❖ Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niv	M_{smax}	$A_{adopté}$	ρ_1	β_1	k	$\sigma_s(\text{MPa})$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	OBS
8	18.086	6,88	0,719	0,877	25,26	91.306	3.614	15	vérifiée
7	17.49	6,88	0,719	0,877	25,26	88.297	3.496	15	vérifiée
6	16.888	6,88	0,719	0,877	25,26	85.218	3.374	15	vérifiée
5	16.554	6,88	0,719	0,877	25,26	83.572	3.358	15	vérifiée
4	16.509	6,88	0,719	0,877	25,26	83.345	3.299	15	vérifiée
3	16.091	6,88	0,719	0,877	25,26	81.234	3.216	15	vérifiée
2	15.728	6,88	0,719	0,877	25,26	79.402	3.143	15	vérifiée
1	17.094	6,88	0,719	0,877	25,26	86.298	3.416	15	vérifiée
RDC	16.629	6,88	0,719	0,877	25,26	83.951	3.323	15	vérifiée

Tableau (V.6) : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Niv	M_{smax}	$A_{adopté}$	ρ_1	β_1	k	$\sigma_s(\text{MPa})$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	OBS
8	39.02	8.01	0.831	0.870	23.46	174.978	7.458	15	vérifiée
7	45.858	8.01	0.831	0.870	23.46	205.643	8.766	15	vérifiée
6	43.007	8.01	0.831	0.870	23.46	192.858	8.221	15	vérifiée
5	40.616	8.01	0.831	0.870	23.46	182.136	7.764	15	vérifiée
4	39.21	8.01	0.831	0.870	23.46	175.831	7.495	15	vérifiée
3	35.839	8.01	0.831	0.870	23.46	160.714	6.850	15	vérifiée
2	31.608	8.01	0.831	0.870	23.46	141.741	6.042	15	vérifiée
1	31.119	8.01	0.831	0.870	23.46	139.548	5.948	15	vérifiée
RDC	26.296	8.01	0.831	0.870	23.46	117.920	5.026	15	vérifiée

Tableau (V.7) : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS.

Niv	M _{smax}	A _{adopté}	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS
8	10.701	3.39	0.506	0.893	31.73	130.94	4.126	15	vérifiée
7	12.625	3.39	0.506	0.893	31.73	154.46	4.868	15	vérifiée
6	11.28	3.39	0.506	0.893	31.73	138.005	4.349	15	vérifiée
5	10.429	3.39	0.506	0.893	31.73	127.593	4.021	15	vérifiée
4	9.487	3.39	0.506	0.893	31.73	116.068	3.658	15	vérifiée
3	7.701	3.39	0.506	0.893	31.73	94.217	2.969	15	vérifiée
2	5.842	3.39	0.506	0.893	31.73	71.474	2.253	15	vérifiée
1	4.187	3.39	0.506	0.893	31.73	51.226	1.614	15	vérifiée
RDC	2.147	3.39	0.506	0.893	31.73	26.267	0.827	15	vérifiée

Tableau (V.8) : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS.

Niv	M _{smax}	A _{adopt}	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS
8	14.446	6.78	1.004	0.8605	20.98	91.707	4.371	15	vérifiée
7	16.527	6.78	1.004	0.8605	20.98	104.918	5.001	15	vérifiée
6	15.011	6.78	1.004	0.8605	20.98	95.294	4.542	15	vérifiée
5	13.757	6.78	1.004	0.8605	20.98	87.333	4.163	15	vérifiée
4	12.622	6.78	1.004	0.8605	20.98	80.128	3.819	15	vérifiée
3	10.819	6.78	1.004	0.8605	20.98	68.682	3.274	15	vérifiée
2	8.687	6.78	1.004	0.8605	20.98	55.147	2.628	15	vérifiée
1	6.98	6.78	1.004	0.8605	20.98	44.311	2.112	15	vérifiée
RDC	4.662	6.78	1.004	0.8605	20.98	29.595	1.411	15	vérifiée

Tableau (V.9) : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

V.6.3. Etat limite de déformation de la flèche :

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.

➤ poutres principale :

On doit vérifier que $f < f^{\bar{}}$

$f^{\bar{}} = 1/500$ si la portée est au plus égale à 5m (Art B.6.5 ,3 BAEL)

La valeur de la flèche maximale donnée par le logiciel ETABS est de $f = 0.042\text{cm}$

$f = 0.034 < f^{\bar{}} = 350/500 = 0.7 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

➤ poutre secondaire :

On doit vérifier que $f < f^{\bar{}}$

$f^{\bar{}} = 1/500$ si la portée est au plus égale à 5m (ARTB.6.5 ,3 BAEL 91 mod 99)

La valeur de la flèche maximale donnée par le logiciel ETABS est de $f = 0.028\text{cm}$

$f = 0.019 < f^{\bar{}} = 360/500 = 0.72 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

V.7. Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

➤ **Conclusion :**

- ❖ Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14+2HA12	3HA12+3HA14	Cadre+étrier HA8 (St=15cm)	Cadre+étrier HA8 (St=8cm)
Poutres secondaires	3HA12	3HA12+3HA12	Cadre+étrier HA8 (St=15cm)	Cadre+étrier HA8 (St=8cm)

Tableau (V.10) : Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire.



CHAPITRE VI

Ferraillages des poteaux



VI. Ferrailage des poteaux :

Introduction :

Le calcul du ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS.

Ce calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

$$N_{\max} \text{ et } M_{\text{corr}}$$

$$N_{\min} \text{ et } M_{\text{corr}}$$

$$M_{\max} \text{ et } N_{\text{corr}}$$

VI.1. Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

Calcul du centre de pression

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

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC)

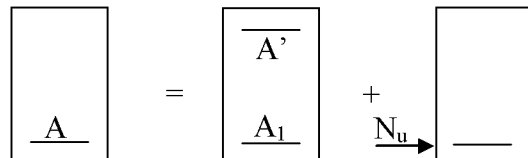
Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$

M_f : Moment fictif



Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

On détermine β du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée

On calcule : $M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas se présentent

$$\text{Si : } \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad f_{bc} \text{ en [MPa] et M en [N.m]}$$

$$\text{Si : } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

VI.2.Recommandation du RPA99 modifié 2003 :**1. Pour les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12mm**
- La longueur minimale des recouvrements est de **40*φ** (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.

❖ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8%** de la section du béton.

- **Niveaux (9-8-7) : (30x30)** $\longrightarrow A_{\min} = \frac{0,8}{100} \times 30 \times 30 = 7,2 \text{cm}^2$.
- **Niveaux (6-5-4) : (35x35)** $\longrightarrow A_{\min} = \frac{0,8}{100} \times 35 \times 35 = 9,8 \text{cm}^2$.
- **Niveaux (3-2-1-RDC): (40x40)** $\longrightarrow A_{\min} = \frac{0,8}{100} \times 40 \times 40 = 12,8 \text{cm}^2$.

❖ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

○ **Zone courante :**

- **Niveaux (9-8-7) : (30x30)** $\longrightarrow A_{\max} = \frac{4}{100} \times 30 \times 30 = 36 \text{cm}^2$.
- **Niveaux (6-5-4) : (35x35)** $\longrightarrow A_{\max} = \frac{4}{100} \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$.
- **Niveaux (3-2-1-RDC): (40x40)** $\longrightarrow A_{\max} = \frac{4}{100} \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$.

○ **Zone de recouvrement :**

- **Niveaux (9-8-7) : (30x30)** $\longrightarrow A_{\max} = \frac{6}{100} \times 30 \times 30 = 54 \text{cm}^2$.
- **Niveaux (6-5-4) : (35x35)** $\longrightarrow A_{\max} = \frac{6}{100} \times 35 \times 35 = 73,5 \text{cm}^2$.
- **Niveaux (3-2-1-RDC): (40x40)** $\longrightarrow A_{\max} = \frac{6}{100} \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$.

Ferrailage à l'ELU :**Application :**✓ **Sens transversal :****Poteaux du 6^{ème} au 8^{ème} :**

B=30cm h=30 $f_{bu}=14,2 \text{ Mpa}$
 D=27cm c=c'=3cm $\sigma_{st}=348 \text{ Mpa}$
 (0,337-0,81. c'/h).b.h². $f_{bu} = 98.15 \text{ KN.m}$

Poteaux du 3^{ème} au 5^{ème} :

B=35cm h=35 $f_{bu}=14,2$ Mpa
 D=32cm c=c'=3cm $\sigma_{st}=348$ Mpa
 (0,337-0,81. c'/h).b.h². $f_{bu} = 162.90$ KN.m

Poteaux du RDC^{ème} au 2^{ème} :

B=40cm h=40 $f_{bu}=14,2$ Mpa
 D=37cm c=c'=3cm $\sigma_{st}=348$ Mpa
 (0,337-0,81. c'/h).b.h². $f_{bu} = 251.056$ KN.m

Niv	N	M	e	Mf	N(d-c)-Mf		(0,337 - 0,81.C/h)b.h.fbu	Obs
8 à 6	367.88	5.623	0.0152	49.7686	38.5226	<	98.15	SPC
	11.5	1.148	0,0998	2.528	0.232			SPC
	81.9	18.786	0,2293	28.614	-8.958			SPC
5 à 3	759.17	4.041	0,0053	114.12	106.039	<	162.90	SPC
	113.66	6.39	0,0562	22.8707	10.0907			SPC
	312.2	21.886	0,0701	67.155	-6.617			SPC
2 à RDC	1238.83	0.933	0,0007	211.5341	209.6681	<	251.056	SPC
	252.47	5.171	0,0204	48.8909	36.9489			SPC
	572.31	18.693	0,0326	115.9857	78.5997			SPC

Ferrailage des poteaux (sens transversal)

niv	N	Mf	μ	β	A1	As	As (cnf)	As adopté	At adopté (b*h)	Amin	Ferrailag e	As adop
8 à 6	367,88	49.7686	0,1602	0,936	0.56	-0.497	3.03	3.03	8.08	7.2	8HA12	9.05
	11.5	2.528	0,008	0,996	0,027	-0,006						
	81.9	28.614	0,092	0,952	0.312	0.076						
5 à 3	759.17	114.12	0,224	0,872	1.175	-1.006	3.51	Amin	9.8	9.8	4HA14 4HA12	10.67
	113.66	22.8707	0,044	0,978	0.20	-0.126				9.8		
	312.2	67.155	0.132	0,929	0.645	-0.252				9.8		
2 à RDC	1238.83	211.5341	0,272	0,838	1.96	-1.599	4.42	A min	12.8	12.8	4HA16 4HA14	14.19
	252.47	48.8909	0,063	0,967	0.39	-0.335				12.8		
	572.31	115.9857	0,149	0,918	0.98	-0.66				12.8		

VI.3. Vérifications à l'ELS

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton

- **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

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 obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$\text{Avec } \begin{cases} l_c = \frac{h}{c} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6.n.A'_u \frac{(l_c - c')}{b} + 6n.A_u \frac{(d - l_c)}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A'_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n.A_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; \quad u = \sqrt[3]{t} \quad ; \quad y_2 = u - \frac{p}{3.u}$$

Si $\Delta < 0$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec } \alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times \left[A_u \cdot (d - y_1)^2 + \bar{A}_u \cdot (y_1 - d')^2 \right]$$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

(Art.A.4.5.2/BAEL91)

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \cdot N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- **Vérification d'une section entièrement comprimée**

On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b.h + 15.(A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1.(0.5.h - c') - A_2.(d - 0.5.h)}{b.h + 15.(A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15.[A_1.(0.5.h - c' - X_G)^2 + A_2.(d - 0.5.h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}.(e_s - X_G).\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}.(e_s - X_G).\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\max(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant

Niv	sollicitation	N	M	es	obs	Aadop	σ_{sup}	σ_{inf}
8 à 6	Nmax;Mcor	-268.57	4.092	0.0152	SEC	9.05	3.43	1.93
	Nmin;Mcor	-8.4	-0.127	0.0151	SEC		0.11	0.06
	Mmax;Ncor	-60.37	-13.655	0,2261	SPC		4.27	0
5 à 3	Nmax;Mcor	-553.79	2.939	0.005	SEC	10.67	4.44	3.76
	Nmin;Mcor	-83.17	-4.663	0,056	SEC		1.15	0.08
	Mmax;Ncor	-228.15	-15.886	0,069	SEC		3.53	0
RDC à 2	Nmax;Mcor	-900.24	-0.676	0.0007	SEC	14.19	5.15	5.04
	Nmin;Mcor	-184.81	-3.775	0,020	SEC		1.33	0.76
	Mmax;Ncor	-417.9	-13.505	0,032	SEC		3.4	1.33

2. Pour les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

-Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements

Le diamètre

D'après le **BAEL** le diamètre des armatures transversal est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$$

Espacement

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale

$$S_t \leq \min(10\phi_t^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10.1, 2 ; 15\text{cm}) \quad S_t = 12 \text{ mm}$$

En zone courante

$$S_t \leq 15. \phi_t^{\min} = 18 ; S_t = 15\text{cm}$$

Longueur sde recouvrement

$$L_r = 40\phi_t = 40.1,2 = 48\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_t = 40.1,4 = 56\text{cm}$$

$$L_r = 40\phi_t = 40.1,6 = 64\text{cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si l'élanement géométrique dans la direction considérée } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{dans le cas contraire.}$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% S_t \cdot b_1$$

B_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau

L'élanement (λ) est donné par la relation : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\text{Avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3 / 12}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que $l_f = 0.7 l_0$: longueur de flambement du poteau

l_0 : longueur libre du poteau $l_0 = 306 \text{ cm}$ pour les étages courant

$l_0 = 408 \text{ cm}$ pour le RDC.

Calcul de λ_g :

- Poteaux (30x30) : $\lambda = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0,7 \times 271 \times \frac{\sqrt{12}}{30} = 21.90$
- Poteaux (35x35) : $\lambda = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0,7 \times 271 \times \frac{\sqrt{12}}{35} = 18.77$
- Poteaux (40x40) : $\lambda = \frac{l_f}{i} = l_f \cdot \frac{\sqrt{12}}{h} = 0,7 \times 373 \times \frac{\sqrt{12}}{40} = 22.61$

On remarque que $\lambda > 5$ donc : $\rho_a = 2,5$

Le diamètre minimal des armatures transversales est :

La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/t.b$) en % est donné comme suite

$$\lambda_g \geq 5 \text{ donc } \frac{A_t}{t.b} = 0.3\% \Rightarrow$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 80 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$

Niv	sollicitation	N	M	es	obs	Aadop	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{ba}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sa}	obs
8 à 6	Nmax;Mcor	-268.57	4.092	0.0152	SEC	9.05	3.43	1.93	15	49.2	31.3	400	Vérifiée
	Nmin;Mcor	-8.4	-0.127	0.0151	SEC		0.11	0.06		1.54	0.98		Vérifiée
	Mmax;Ncor	-60.37	-13.655	0,2261	SPC		4.27	0		47.3	-86.3		Vérifiée
5 à 3	Nmax;Mcor	-553.79	2.939	0.005	SEC	10.67	4.44	3.76	15	65.7	57.3	400	Vérifiée
	Nmin;Mcor	-83.17	-4.663	0,056	SEC		1.15	0.08		15.9	2.54		Vérifiée
	Mmax;Ncor	-228.15	-15.886	0,069	SEC		3.53	0		48.2	2.39		Vérifiée
RDC à 2	Nmax;Mcor	-900.24	-0.676	0.0007	SEC	14.19	5.15	5.04	15	77.1	75.8	400	Vérifiée
	Nmin;Mcor	-184.81	-3.775	0,020	SEC		1.33	0.76		19.4	12		Vérifiée
	Mmax;Ncor	-417.9	-13.505	0,032	SEC		3.4	1.33		48.6	22.3		Vérifiée



CHAPITRE VII

Ferraillages des voiles



VII. Ferrailages des voiles :

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 charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme) D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtels,etc. il peut être également considéré comme une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade ; en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- ✓ Zone I → niveaux 1 3
- ✓ Zone II → niveaux 4 6
- ✓ Zone III → niveaux 7 9

➤ Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8 G \mp E \end{array} \right.$$

VII.1. Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3}; L_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

Lc : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

L t : longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

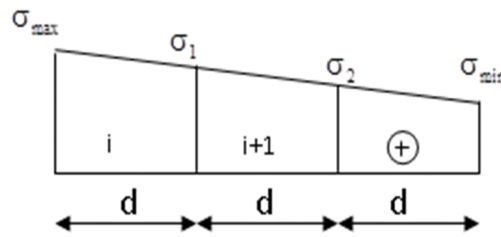
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :



e : épaisseur du voile.

Figure (VII.1) : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_i = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

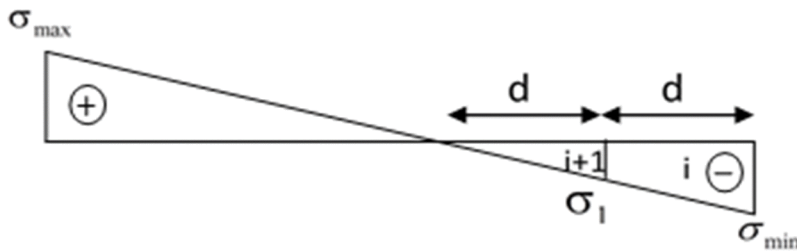


Figure (VII.2) : Diagramme d'une section partiellement comprimée.

❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

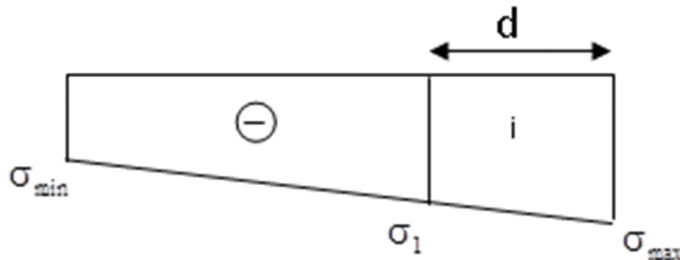


Figure (VII.3) : Diagramme d'une section entièrement tendue.

VII.3. Armatures verticales :

✓ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

VII.4. Armatures minimales :

➤ **Compression du béton :**

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\% \text{ Avec } B : \text{ section du béton comprimé.}$$

➤ **Traction simple :**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{c28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendu

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontal du béton tendu.

VII.5. Exigences de RPA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %.
- En zone courante 0.10 %.

1- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 :

$$A_H = 0.15\% \cdot B$$

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.

2- 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.

3- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :

$$T = 1.4LV_u$$

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.

4- Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e, \text{ et } \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(37.5 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

5- 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.

6- Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

7- Potelet :

Les potelets doivent être armés par des barres verticales dont la section de celle-ci est supérieure à 4T10.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égale à l'épaisseur du voile (e).

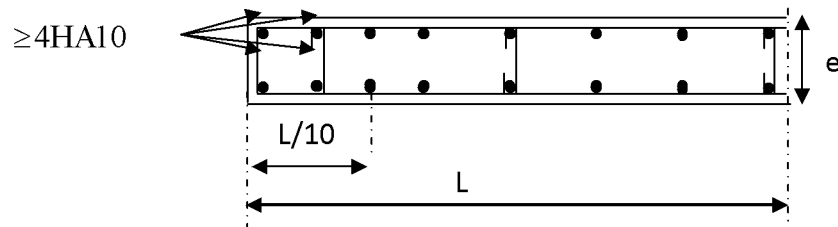


Figure (VII.4) : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.6. Vérification :**1- Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

2- Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b \leq \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4V_{u,calcul}$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

❖ **D'après le BAEL 91 :** Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u \leq 0.51 \frac{f_g^{2/3}}{\gamma_b} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

VII.7. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrillage du voile V_{L1} de la zone une :

$$L = 3.50 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.70 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{max} = -613.4 \text{ KN/M}^2$$

$$\sigma_{min} = -2478.57 \text{ KN/M}^2$$

$L_c = -1.15 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

On a :

$$L_c = -1.15 \Rightarrow L_t = L - L_c = 4.65 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

Avec : $d = 2.326 \text{ m}$

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{min}}{L} = 1239.285 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left[\frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \right] \cdot d \cdot e = 864.60 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 288.199 \text{ KN}$$

1- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = 21.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = 7.20 \text{ cm}^2$$

2- Armatures minimales :

$$A_{min} = \max(0.002\%B; \frac{0.23B \cdot f_{t28}}{f_e})$$

Tell que : $B = d \times e$

$$A_{min} = \max(6.76 \text{ cm}^2; 4.08 \text{ cm}^2)$$

$$A_{min} = 6.76 \text{ cm}^2$$

Soit 10HA14 = 15.40 cm²/nappe/bande, avec: St=10 cm

3- Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_{v.adopet\acute{e}}}{4} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA révisé 2003 : } A_H \geq 0.15\%B = 13.95 \text{ cm}^2$$

Soit 12 HA12 = 13.57 cm²/nappe/bande, avec: St=25 cm

4- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

5- Armature de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\sigma}{f_e}$$

$$\text{Avec : } \sigma = 1.4 \times 41.24 = 57.736 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.59 \text{ cm}^2$$

6- Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{41.24 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 3470} = 0.066 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.066 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b = \frac{\sigma}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 41.24 \times 10}{20 \times 0.9 \times 347} = 0.092 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma = 1.4 \times V_u$$

$$\tau_b = 0.092 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

7- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\sigma \leq 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{3492.01 \times 10^1}{20 \times 350 + 15 \times 17.78 \times 2} = 4.64 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

1) Ferrailage des voiles longitudinaux:

a) Voiles VL1 et VL4 en zone 1,2,3 :

	Zone		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3.50	3.50	3.50
	B	(m ²)	0.70	0.70	.70
	e (m)	(m)	0.20	0.20	0.20
Sollicitation de calcul	σ_{max}	(KN/m ²)	-613.40	-152.18	1500.10
	σ_{min}	(KN/m ²)	-2478.57	-2140.38	-1696.92
	V _U (KN)	(KN)	41.24	33.05	54.34
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _C	(m)	-1.15	-0.27	1.64
	L _T	(m)	4.65	3.77	1.86
	d	(m)	2.326	1.884	0.929
	σ_1	(KN/m ²)	1239.285	1070.190	848.460
	N ₁	(KN)	864.60	604.85	236.43
	N ₂	(KN)	288.199	201.618	78.811
Ferrailage	A _{V1}	(cm ²)	21.61	15.12	5.91
	A _{V2}	(cm ²)	7.20	5.04	1.97
	A _{1min}	(cm ²)	12.21	9.89	4.88
	A _{2min}	(cm ²)	12.21	9.89	4.87
	A _{Vj}	(cm ²)	1.59	1.27	2.09
	A _{V1} +A _{Vj} /4	(cm ²)	22.01	15.44	6.43
	A _{V2} +A _{Vj} /4	(cm ²)	7.60	5.36	2.49
	A adoptée	(cm ²)	49.28	36.16	36.16
	Choix de nappe	Bande1	2X16HA 14	2X16HA 12	2X16HA 12
	Espacement	(cm)	10	10	10
	A _h	(cm ²)	13.95	11.30	6.00
	A _{hmin}	(cm ²)	3.85	2.83	1.95
	A _h choix de la section		12HA 12	12HA12	12HA12
	Armatures transversales	(cm ²)	4 épingle de HA8 / m²		
Vérification des contraintes	N _s	(KN)	3492.01	2265.26	1125.25
	τ_b	MPa	0.092	0.073	0.121
	τ_u	MPa	0.066	0.052	0.086
	σ_{bc}	MPa	4.72	3.09	1.54

b) Voiles VL2 et VL3 en zone 1, 2, 3 :

	Zone		I	II	III
	L	(m)	1.60	1.60	1.60
Caractéristiques géométriques	B	(m ²)	0.32	0.32	0.32
	e (m)	(m)	0.20	0.20	0.20
	σ_{max}	(KN/m ²)	-1453.38	-859.20	4406.80
Sollicitation de calcul	σ_{min}	(KN/m ²)	-3868.73	-2965.66	-3462.00
	V _U (KN)	(KN)	10.69	10.19	30.74
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _C	(m)	-0.69	-0.65	0.90
	L _T	(m)	2.56	2.25	0.70
	d	(m)	1.281	1.125	0.352
	σ_1	(KN/m ²)	1934.365	1482.830	1731.000
	N ₁	(KN)	743.60	501.04	182.78
	N ₂	(KN)	247.866	167.013	60.926
	Ferrillage	A _{V1}	(cm ²)	18.59	12.53
A _{V2}		(cm ²)	6.20	4.18	1.52
A _{1min}		(cm ²)	6.73	5.92	1.85
A _{2min}		(cm ²)	6.73	5.92	1.85
A _{Vj}		(cm ²)	0.41	0.39	1.18
A _{V1} +A _{Vj} /4		(cm ²)	18.69	12.62	4.87
A _{V2} +A _{Vj} /4		(cm ²)	6.30	4.28	1.82
A adoptée		(cm ²)	43.12	31.64	31.64
Choix de nappe		Bande1	2X14HA1 4	2X14HA1 2	2X14HA1 2
Espacement		(cm)	10	10	10
A _h		(cm ²)	7.69	6.76	6.00
A _{hmin}		(cm ²)	3.85	2.83	1.95
A _h choix de la section			12HA12	12HA12	12HA12
Armatures transversales	(cm ²)	4 épingle de HA8 / m²			
Vérification des contraintes	N _s	(KN)	1354.91	931.61	517.63
	τ_b	MPa	0.052	0.050	0.149
	τ_u	MPa	0.037	0.035	0.107
	σ_{bc}	MPa	3.76	2.63	1.48

2) Ferrillage des voiles longitudinaux:

a) VT1 en zone 1, 2, 3 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	L	(m)	3.60	3.60	3.60
	B	(m ²)	0.72	0.72	0.72
	e (m)	(m)	0.20	0.20	0.20
Sollicitation de calcul	σ_{max}	(KN/m ²)	-488.18	224.64	2226.21
	σ_{min}	(KN/m ²)	-2711.99	-2477.33	-2328.77
	V _U (KN)	(KN)	43.56	45.50	62.67
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _C	(m)	-0.79	0.30	1.76
	L _T	(m)	4.39	3.30	1.84
	d	(m)	2.195	1.650	0.920
	σ_1	(KN/m ²)	1355.995	1238.665	1164.385
	N ₁	(KN)	892.98	613.27	321.46
	N ₂	(KN)	297.660	204.423	107.154
Ferrillage	A _{V1}	(cm ²)	22.32	15.33	8.04
	A _{V2}	(cm ²)	7.44	5.11	2.68
	A _{1min}	(cm ²)	11.53	8.66	4.83
	A _{2min}	(cm ²)	11.53	8.67	4.83
	A _{Vj}	(cm ²)	1.68	1.75	2.41
	A _{V1} +A _{Vj} /4	(cm ²)	22.74	15.77	8.64
	A _{V2} +A _{Vj} /4	(cm ²)	7.86	5.55	3.28
	A adoptée	(cm ²)	49.28	36.16	36.16
	Choix de nappe	Bande1	2X16HA14	2X16HA12	2X1HA12
	Espacement	(cm)	20	20	20
	A _h	(cm ²)	13.17	13.56	13.56
	A _{hmin}	(cm ²)	3.85	5.39	3.96
	A _h choix de la section		12HA12	12HA12	12HA12
Armatures transversales	(cm ²)	4 épingle de HA8 / m²			
Vérification des contraintes	N _s	(KN)	3595.90	2327.15	1152.99
	τ_b	MPa	0.094	0.098	0.135
	τ_u	MPa	0.067	0.070	0.097
	σ_{bc}	MPa	4.73	3.09	1.54

b) Voiles VL2 en zone 1, 2, 3 :

	Zone		I	II	III
	L	(m)	3.60	3.60	3.60
Caractéristiques géométriques	B	(m ²)	0.72	0.72	0.72
	e (m)	(m)	0.20	0.20	0.20
	σ_{\max}	(KN/m ²)	-506.67	193.76	2151.38
Sollicitation de calcul	σ_{\min}	(KN/m ²)	-2732.16	-2463.04	2289.83
	V _U (KN)	(KN)	43.62	41.99	56.74
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _C	(m)	-0.82	0.26	1.74
	L _T	(m)	4.42	3.34	1.86
	d	(m)	2.210	1.669	0.928
	σ_1	(KN/m ²)	1366.080	1231.520	1144.915
	N ₁	(KN)	905.63	616.52	318.76
	N ₂	(KN)	301.876	205.507	106.255
	Ferrailage	A _{V1}	(cm ²)	22.64	15.41
A _{V2}		(cm ²)	7.55	5.14	2.66
A _{1min}		(cm ²)	11.60	8.76	4.87
A _{2min}		(cm ²)	11.60	8.76	4.87
A _{Vj}		(cm ²)	1.68	1.62	2.18
A _{V1} +A _{Vj} /4		(cm ²)	23.06	15.82	8.52
A _{V2} +A _{Vj} /4		(cm ²)	7.97	5.54	3.20
A adoptée		(cm ²)	49.28	36.16	36.16
Choix de nappe		Bande1	2X16HA14	2X16HA12	2X16HA12
Espacement		(cm)	20	25	25
A _h		(cm ²)	13.26	10.01	6.00
A _{hmin}		(cm ²)	3.85	2.83	1.95
A _h choix de la section			12HA12	12HA12	12HA12
Armatures transversales	(cm ²)	4 épingle de HA8 / m²			
Vérification des contraintes	N _s	(KN)	3595.90	2327.15	1152.99
	τ_b	MPa	0.094	0.091	0.123
	τ_u	MPa	0.067	0.065	0.088
	σ_{bc}	MPa	4.76	3.11	1.55



CHAPITRE VIII
CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure



VIII. Etude de l'infrastructure

Introduction :

L'étude de l'infrastructure est l'une des étapes les plus importantes dans le calcul d'un ouvrage ; les fondations constituent un organisme de transition entre les efforts provenant des éléments porteurs de la superstructure et le sol. Cette transmission des charges se fait soit directement (cas des semelles ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ces efforts consistent en :

- ◆ Un effort normal : charges et surcharges verticales.
 - ◆ Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
 - ◆ Un moment qui peut être de grandeur variable qui s'exerce dans des plans différents.
- Les fondations doivent assurer donc deux fonctions fondamentales :

- ☞ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ☞ Transmettre ces charges et surcharges au sol.

VIII.1. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation réside essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

- * Les couches résistantes du sol sont superficielles.
- * Terrain plat non accidenté.
- * Absence de nappes phréatiques, donc pas de risque de remontée des eaux.
- * La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 0,2 \text{ MPa} = 200 \text{ KPa}$.

VIII.2. Choix du type de fondation

Le type de fondation à adopter est choisi en tenant compte de plusieurs critères tels que :

- Les caractéristiques du sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité de mise en pratique.
- L'économie.

Dans notre cas on aura à choisir entre les semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement on adoptera le type de fondation convenable.

VIII.2.1. Semelle isolé :

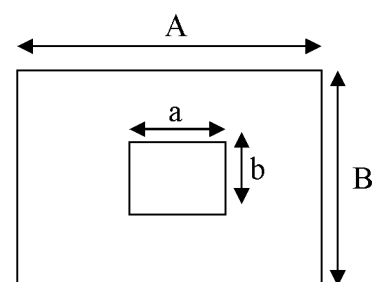
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple :

$$N_{ser} = 818.03 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.02 \text{ m}$$

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable. Il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filante

VIII.3. Etude des semelles filantes :

VIII.3.1. Hypothèses de calcul :

- ♣ La semelle est infiniment rigide, engendrant une répartition linéaire des contraintes.
- ♣ Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane ; telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

VIII.3.2. Dimensionnement :

A) Semelle filante sous voile :

$$\frac{N_s}{S} \leq \min \{ \sigma_{sol} ; \bar{\sigma}_{bc} \} \Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \min \{ 200 ; 15000 \} \text{ KPa.}$$

$$\frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}.$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

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

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Sens transversal

TbL.X.1

Voile	G+Q (Kn)	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL1	2426.03	3.9	3.11	24.258
VL2	916.2	1.8	2.54	6.528
VL3	916.2	1.8	2.54	6.528
VL4	2426.03	3.9	3.11	24.258
VT1	2519.57	4	3.15	25.2
VT2	2534.05	4	3.17	25.36
Somme				112.132

Conclusion :

Surface totale des semelles sous voiles égale : $S_{\text{voiles}} = 123.132\text{m}^2$

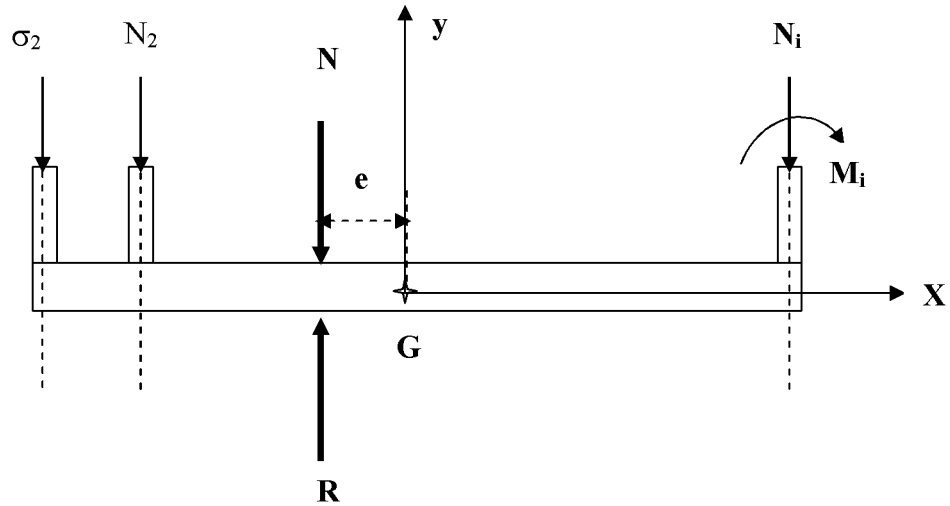
B) Semelle filantes sous poteaux :**B.1. Etape de calcul :**

Figure (VIII.1) : Schéma statique de calcul

☞ Déterminer la résultante des charges : $R = \sum N_i = N_1 + N_2 + \dots + N_i = N$.

☞ Déterminer la position de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$.

☞ Déterminer la Distribution des réactions (par mètre linéaire) de la semelle : • Si :

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

• Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right).$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right).$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right).$$

☞ Déterminer la largeur « **B** » de la semelle.

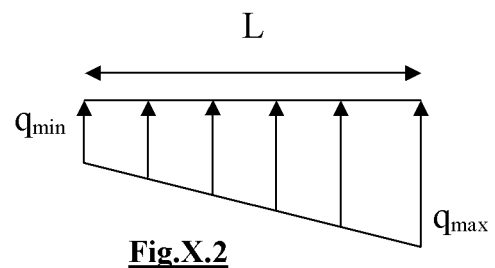


Fig.X.2

B.2. Application :

La détermination de la position de la résultante des charges est résumée dans le tableau suivant :

N.B : Les portiques transversaux présentent une symétrie, ce que fait le centre de gravité se situe à mi longueur.

TbL.X.3

Portique : (2-2)				
Poteaux	N _i (Kn)	e _i (m)	N _i *e (Kn.m)	M _{inf} (Kn.m)
A	748.78	-8.6	-6439.51	-1.477
B	818.03	-5.1	-4171.95	0.645
C	438.71	-1.6	-701.94	0.157
D	579.59	1.6	927.34	-3.277
E	856.81	5.1	4369.73	-0.056
F	752.59	8.6	6472.27	1.62
Somme	4194.51	Somme	455.944	-2.39

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0,11 \text{ m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} e = 0,11 \text{ m} \\ \frac{L}{6} = \frac{17,6}{6} = 2,93 \text{ m.} \end{array} \right\} \Rightarrow e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{On a une répartition trapézoïdale.}$$

Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle :

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{4194,51}{17,6} \left(1 + \frac{6 \times 0,11}{17,6}\right) = 229,39 \text{ Kn/mL.}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{4194,51}{17,6} \left(1 - \frac{6 \times 0,11}{17,6}\right) = 247,26 \text{ Kn/mL.}$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{4194,51}{17,6} \left(1 + \frac{3 \times 0,11}{17,6}\right) = 242,79 \text{ Kn/mL.}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{242,79}{200} = 1,21 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{B = 1,50 \text{ m.}}$$

On aura donc la surface totale des semelles sous poteaux : $S_{tot}^{Pot} = 1,50 \times 1,50 \times 36 = 81 m^2$.

$$S_{tot}^{Semelles} = S_{tot}^{Voiles} + S_{tot}^{Pot} = 112.132 + 81 \Rightarrow S_{tot}^{Semelles} = 193.132 m^2.$$

La surface totale de la structure : $S_{tot}^{Structure} = 17.6 \times 16.8 = 295.68 m^2$.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{tot}^{Semelles}}{S_{tot}^{Structure}} = \frac{193.132}{295.68} = 0,65 = \mathbf{65 \%}$$

Conclusion :

Le pourcentage des surfaces des semelles filantes par rapport à la surface total de la structure

est supérieur à **50 %** donc on optera pour un **radier** général qui offrira les qualités suivantes :

- Rigide dans son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.
- Facilité de coffrage et le ferrailage.
- Rapidité de mise en pratique.

VIII.4. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans les cas suivants :

- * la capacité portante du sol est faible, le radier est alors conçu pour jouer le rôle de répartiteur de charges.
- * le terrain est inondable, le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister au sous pression.
- * La profondeur à atteindre pour fonder l'ouvrage sur un sol résistant est importante.
- * Les poteaux sont rapprochés.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

VIII.4.1. Pré dimensionnement du radier :

❖ Selon la condition d'épaisseur minimale

$$\begin{cases} h_t \geq \frac{L}{10} \Rightarrow \text{Pour les poutres.} \\ h_t \geq \max\left(\frac{L}{20}; 25\right) \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour les dalles.} \end{cases} ; \text{ avec : } L : \text{ portée maximale}$$

$$\begin{cases} h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \Rightarrow \text{pour les poutres.} \\ h_t \geq \max\left(\frac{L}{20}; 25\right) \text{ cm} = \max\left(\frac{350}{20} = 17.5 ; 25\right) \text{ cm} = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour les dalles.} \end{cases}$$

❖ Selon la condition forfaitaire

✓ Sous voile

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} ; \text{ avec : } L : \text{ portée maximale.}$$

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} \Leftrightarrow \frac{350}{8} \leq h \leq \frac{350}{5} \Leftrightarrow 43.75 \leq h \leq 70 \Rightarrow \text{Soit : } \mathbf{h = 65 \text{ cm.}}$$

✓ Sous poteau

- **La dalle** : la dalle du radier doit satisfaire au condition suivante :

$$h_{\text{dalle}} \geq \frac{L}{20} = \frac{350}{20} = 17.5 \text{ cm. avec une hauteur minimale de } \mathbf{25 \text{ cm.}} \Rightarrow \text{soit : } \mathbf{h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm.}}$$

- **La nervure** : la nervure du radier doit avoir une hauteur $h \geq \frac{h}{10} = \frac{350}{10} = 65 \text{ cm.}$

Soit : **h = 65 cm.**

✓ Calcul des débords

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) \text{ cm.} = \max\left(\frac{35}{2}; 30\right) \text{ cm} = 30 \text{ cm.} \Rightarrow \text{soit : } \mathbf{L_{\text{debord}} = 30 \text{ cm.}}$$

$$\text{Conclusion : Soit : } \begin{cases} \mathbf{L_{\text{debord}} = 30 \text{ cm.}} \\ \mathbf{h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm.}} \\ \mathbf{h_{\text{nervure}} = 65 \text{ cm.}} \\ \mathbf{B_{\text{nervure}} = 45 \text{ cm}} \end{cases}$$

VIII.4.2. Détermination des sollicitations à la base du radier :

TbL.X.4

Charge permanente				
/	Eléments		Epaisseur En (m)	G (KN)
1	bâtiment		/	27210.52
2	radier	nervure	0,65	812.70
		dalle	0,30	2372.4
3	remblais en TVO		0,23	902.15
4	dalle flottante		0,12	701.28
				G_{tot} = 31989.96

TbL.X.5

Charges d'exploitation		
/	elements	Q(Kn)
1	Bâtiment	4348.5
2	radier	1107.12
		Q_{tot} = 5455.62

VIII.4.3. Combinaisons d'actions :

- ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 31989.96 + 1,5 \times 5455.62 = 51369.876 \text{ kN}$.
- ELS : $N_s = G + Q = 31989.96 + 5455.62 = 187.22 \text{ kN}$.

VIII.4.4. Détermination de la surface nécessaire du radier :

- ELU $S_{radier}^{nécessaire} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{51369.876}{1,33 \times 200} = 193.12 \text{ m}^2$.
- ELS $S_{radier}^{nécessaire} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{37445.58}{200} = 187.22 \text{ m}^2$.

D'où : $S_{radier}^{nécessaire} = \max(S_{rad}^{ELU}; S_{rad}^{ELS}) = \max(193.12; 187.22) = 193.12 \text{ m}^2$.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{deb} = 295.68 + (0.3 \times (17.6 + 16.8) \times 2) = 316.32 \text{ m}^2.$$

VIII.4.5. Vérifications :

❖ Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{mL} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{m.}$$

$$T_u^{\max} = (q_u) \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \left(\frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \right) \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{51369,876 \times 1}{316,32} \times \frac{3,5}{2} = 259,84 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{259,84}{1 \times 0,27} = 962,36 \text{kPa} = 0,96 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 2,22 \text{MPa.} \\ \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa.} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ 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** dû aux charges verticales ;
- Moment de renversement **M** dû au séisme : $M = M_0 + \tau_0 h$; (voir : TbL.VI.12 et 13).

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

τ_0 : effort tranchant à la base du bâtiment.

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal nous donne :

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\text{* ELU: } \sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{* ELS: } \sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_1; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V ; \text{ avec : } V = (X_G \text{ ou } Y_G).$$

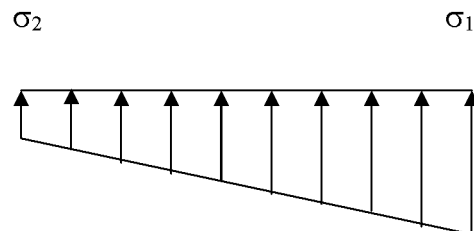


Fig :X.3

A- Centre de gravité de radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}.$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

N.B : Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens (yy) $\Rightarrow Y_G = 8.7 m$.

Après tout calcul fait $\Rightarrow X_G = 9.1 m$.

G ($X_G; Y_G$) = (9,1 ; 8.7) m .

B- Moment d'inertie du radier

Les moments d'inerties sont calculés avec les formules suivantes :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 6954.39 m^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (X_i - X_G)^2] = 7632.38 m^4$$

C- Calcul des contraintes

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

TbL.X.6

/	ELU										ELS					
	N _U Kn	Sr m ²	M Kn.m	I m ⁴	V m	σ ₁ KPa	σ ₂ KPa	σ _M KPa	1,33σ _{Sol} KPa	Obs	N _S Kn	σ ₁ KPa	σ ₂ KPa	σ _M KPa	σ _{Sol} KPa	Obs
Sens Longitudinal	51369.876	316.32	2281.64	7632.38	9.1	165.29	159.498	163.84	266	vérifié	37455.58	121.13	115.69	119.77	200	vérifié
Sens Transversal	51369.876	316.32	2298.86	6954.39	8.7	165.27	159.51	163.83	266	vérifié	37455.58	121.29	115.53	119.85	200	vérifié

Conclusion

$$\begin{cases} \sigma_M^{ELU} < 1,33 \cdot \sigma_{Sol} \\ \sigma_M^{ELS} < \sigma_{Sol} \end{cases} \Rightarrow \text{La stabilité du radier est vérifiée.}$$

❖ Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'est nécessaire si la condition suivante est vérifiée : $N_U \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de la nervure.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U sous poteau ou sous voile.

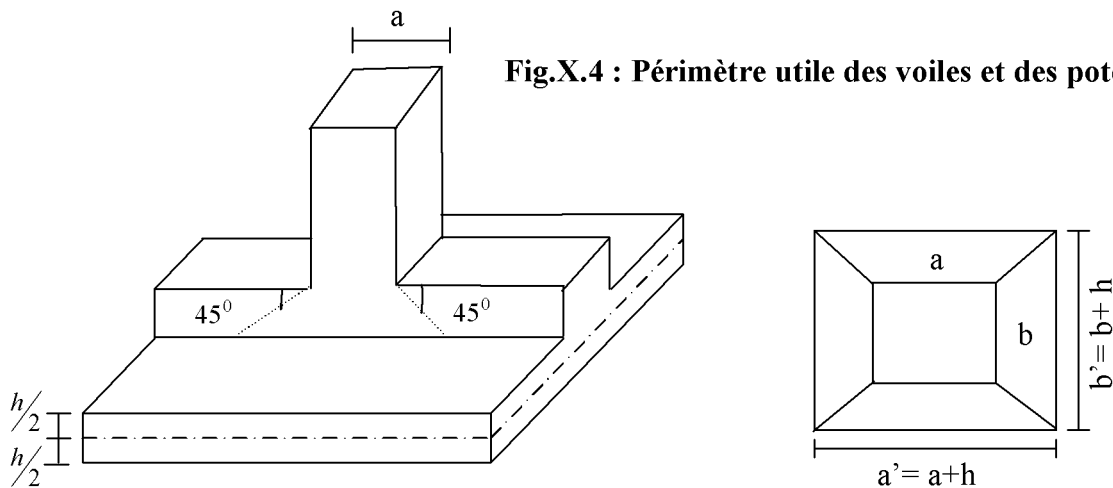


Fig.X.4 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

A- La vérification pour le poteau le plus sollicité

$$N_u = 1178.44 \text{ Kn.}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,40 + 0,40 + 2 \cdot 0,65) = 4.2 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u < \frac{0,045 \times 4.2 \times 0,65 \times 25000}{1,5} = 2047.5 \text{ Kn.}$$

$$\begin{cases} N_U = 1178.44 \text{ Kn.} \\ \bar{N}_U = 2047.5 \text{ Kn.} \end{cases} \Rightarrow N_U < \bar{N}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B- La vérification pour le voile le plus sollicité

$$N_u = 1255.43 \text{ Kn.}$$

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,20 + 1 + 2 \cdot 0,65) = 5 \text{ m.}$$

$$\bar{N}_u < \frac{0,045 \times 5 \times 0,65 \times 25000}{1,5} = 2437.5 \text{ Kn.}$$

$$\begin{cases} N_U = 1255.43 \text{ Kn.} \\ \bar{N}_U = 2437.5 \text{ Kn.} \end{cases} \Rightarrow N_U < \bar{N}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La stabilité du radier vis-à-vis le poinçonnement est vérifié.

VIII.4.6. Ferrailage du radier :

Un radier fonctionne comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie, dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature, il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier. Pour le ferrailage du radier se fera conformément aux méthodes exposées dans le BAEL91.

1- Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

✓ 1^{er} Cas :

Si : $\alpha < 0,4 \Rightarrow$ la flexion longitudinale est négligeable \Rightarrow
$$\begin{cases} M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \\ M_{oy} = 0. \end{cases}$$

✓ 2^{eme} Cas :

Si : $0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\begin{cases} \text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ \text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \end{cases}$$

Les coefficients : μ_x, μ_y : sont données par les tables de PIGEAUD en fonction de : ρ et ν .

Où : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec : $(L_x < L_y)$.

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et afin d'homogénéiser le ferrailage et d'en faciliter la mise en œuvre, il serait adéquat d'adopter la même section d'armature, en considérant lors de calcul le panneau le plus sollicité.

2- Identification du panneau le plus sollicité :

On choisira le panneau le plus défavorable qui est : (B.C.3.4). Ce panneau est désigné selon L'effort normal maximal au niveau du RDC.

3- Sollicitation de calcul :

Pour le calcul de ferrailage, on soustrait de la contrainte moyenne celle due au poids propre du radier, ce dernier étant repris directement sur le sol. $q = \sigma_{moy} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}}$.

$$\blacksquare \text{ ELU : } q_u^{moy} = \sigma_{moy}^{ELU} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 165.29 - \frac{4779.44}{316.32} \Rightarrow q_u^{moy} = 150.18 \text{ kn/m}^2.$$

$$\blacksquare \text{ ELS : } q_s^{moy} = \sigma_{moy}^{ELS} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 121.29 - \frac{4779.44}{316.32} \Rightarrow q_s^{moy} = 106.18 \text{ kn/m}^2.$$

4- Ferrailage à L'ELU du panneau le plus sollicité :

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{3.6} = 0,97$ et $\nu = 0 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les 2 sens.

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{cases}$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel des panneaux **continus**, on attribue des coefficients minorants suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- moment en travée : } 0,85M_{OX} \text{ ou } 0,85M_{OY} \\ \text{- moment sur appuis : } 0,3M_{OX} \text{ ou } 0,5M_{OY} \end{array} \right.$$

5- Evaluation des moments de flexion M_x et M_y ($v = 0$) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0393 \times 150,18 \times (3,5)^2 = 72,30 \text{ Kn.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0,934 \times 72,13 = 67,53 \text{ Kn.m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = 72,30 \text{ Kn.m} \\ M_y = 67,53 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

♣ Moments aux appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = (0,3).M_x \\ M_x^a = (0,3) \times 72,30 = 21,69 \text{ Kn.m} \\ M_y^a = (0,5).M_y \\ M_y^a = (0,5) \times 67,53 = 33,77 \text{ Kn.m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^a = 21,69 \text{ Kn.m} \\ M_y^a = 33,77 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

♣ Moments en travées

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = (0,85).M_x \\ M_x^t = (0,85) \times 72,3 = 61,46 \text{ Kn.m} \\ M_y^t = (0,85).M_y \\ M_y^t = (0,85) \times 67,53 = 57,4 \text{ Kn.m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 61,46 \text{ Kn.m} \\ M_y^t = 57,4 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

6- Ferrailage à l'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

❖ Sens x-x :**• Au appuis**

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{21,69 \cdot 10^6}{1000 \cdot (270)^2 \cdot 14,2} = 0,020 \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{21,69 \cdot 10^6}{0,990 \cdot 270 \cdot 348} = 233,15 \text{ mm}^2 = 2,33 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}\phi 12$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

• En travée

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{61,46 \cdot 10^6}{1000 \cdot (270)^2 \cdot 14,2} = 0,06 \longrightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{61,46 \cdot 10^6}{0,969 \cdot 270 \cdot 348} = 675,03 \text{ mm}^2 = 6,75 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 9,05 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}\phi 12$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.

❖ Sens y-y :

• Au appuis

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_y^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{33.77.10^6}{1000.(270)^2.14,2} = 0,032 \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{33.77.10^6}{0,984.270.348} = 365.25 \text{ mm}^2 = 3.65 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}\phi 12$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

• En travée

$$\text{Calcul de } \mu_b : \mu_b = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{57.4.10^6}{1000.(270)^2.14,2} = 0,055 \longrightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{57.4.10^6}{0,972.270.348} = 628.49 \text{ mm}^2 = 6.28 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 9.05 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}\phi 12$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.

7- Vérification à l'ELS

❖ Condition de non fragilité

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

* suivant (x-x) :

$$A_x^{\min} = \omega_0 \cdot \left(\frac{3-\rho}{2}\right) b.h = 0,8.10^{-3} \cdot \left(\frac{3-0,97}{2}\right) \cdot 100 \times 30 = 2.44 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = 2.44 \text{ cm}^2. \\ A_x^a = 6.78 \text{ cm}^2. \\ A_x^t = 9.05 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_x^a > A_x^{\min} \\ A_x^t > A_x^{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

* Suivant (y-y) :

$$A_y^{\min} = \omega_0 \cdot b.h = 0,8.10^{-3} \cdot 100.30 = 2.4 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_y^{\min} = 2.3 \text{ cm}^2. \\ A_y^a = 6.78 \text{ cm}^2. \\ A_y^t = 9.05 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_y^a > A_x^{\min} \\ A_y^t > A_x^{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de contrainte de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ avec : $V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{150.18 \times 3,6}{2} = 270.32 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{270.32.10^3}{1000.270} = 1 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\langle \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\rangle \Leftrightarrow \min \left\langle \frac{0,2.25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\rangle = \min \langle 3,33 ; 5 \text{ MPa} \rangle \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 1 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

8- Vérification à l'ELS

- Evaluation des moments de flexion ($\nu = 0,2$)

$$\begin{cases} M_{sx} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0393 \times 106.18 \times (3.5)^2 = 51.12 \text{ Kn.m} \\ M_{sy} = \mu_y M_{sx} = 0,934 \times 51.12 = 47.74 \text{ Kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{sx} = 51.12 \text{ Kn.m} \\ M_{sy} = 47.74 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

♣ Moments aux appuis

$$\begin{cases} M_{sx}^a = (0,3).M_{sx} \\ M_{sx}^a = (0,3) \times 51.12 = 15.34 \text{ kN.m} \\ M_{sy}^a = (0,5).M_{sy} \\ M_{sy}^a = (0,5) \times 47.74 = 23.87 \text{ Kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{sx}^a = 15.34 \text{ Kn.m} \\ M_{sy}^a = 23.87 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

♣ Moments en travées

$$\begin{cases} M_{sx}^t = (0,85).M_{sx} \\ M_{sx}^t = (0,85) \times 51.12 = 43.45 \text{ kN.m} \\ M_{sy}^t = (0,85).M_{sy} \\ M_{sy}^t = (0,85) \times 47.74 = 40.58 \text{ Kn.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{sx}^t = 43.45 \text{ Kn.m} \\ M_{sy}^t = 40.58 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes dans le béton

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Il est admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes de compression lorsque :

$$\begin{cases} 1_ \text{La section est rectangulaire.} \\ 2_ \text{La nuance des aciers FeE400.} \\ 3_ \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}. \end{cases}$$

- Sens (x-x) :

* En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{tx}^s}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{43.45}{1.(0,27)^2.14,2.10^3} = 0,042 \rightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\text{Soit: } g = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{61.46}{43.45} - 1 + \frac{25}{100} = 0,46 \quad \begin{cases} \alpha = 0,053 \\ g = 0,46 \end{cases} \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

*** Sur appui :**

$$\mu_b = \frac{M_{ax}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15.34}{1 \cdot (0,27)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,0 \rightarrow \alpha = 0,014$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{21,69}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,457$$

▪ Sens (y-y) :

*** En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{by}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{40.58}{1 \cdot (0,27)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,039 \rightarrow \alpha = 0,0498$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{57,4}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,457$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,014 \\ g = 0,457 \end{cases} \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,0498 \\ g = 0,457 \end{cases} \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

*** Sur appui :**

$$\mu_b = \frac{M_{ay}^s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{23.87}{1 \cdot (0,27)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,023 \rightarrow \alpha = 0,0317$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{33,77}{2} - 1 + \frac{25}{100} = 0,457$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,0317 \\ g = 0,457 \end{cases} \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Conclusion :

Les (03) conditions précédentes sont toutes satisfaites, donc on peut se dispenser à la Vérification de la contrainte de compression de béton.

Remarque :

Etat limite d'ouverture des fissures :

Comme la fissuration est peu préjudiciable ; alors aucune vérification n'est nécessaire.

VIII.4.7. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

1- Sollicitation de calcul*** l'ELU**

$$P_u = 150.18 \text{ Kn/ml.}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-150.18 \times (0,3)^2}{2} = -6.76 \text{ kn.m}$$

*** l'ELS**

$$P_s = 106.18 \text{ Kn/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-106.18 \times (0,3)^2}{2} = -4.78 \text{ kn.m}$$

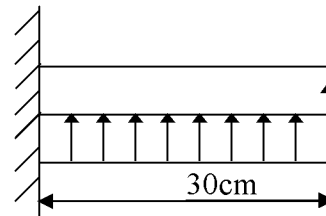


Figure X.5 : Schéma statique du débord

2- Calcul des armatures

$b = 1 \text{ m}$; $d = 0,27$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,76 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,20} = 0,006 < \mu_u = 0,392 \rightarrow \beta_u = 0,997$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,76 \times 10^6}{0,997 \times 270 \times 348} = 72,16 \text{ mm}^2 = 0,72 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}\phi 12$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

▪ Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_u = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_u > A_{\min}$$

et

$$\begin{cases} A_{\text{debord}} = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{radier}} = 6,78 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\text{radier}} > A_{\text{debord}}$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

▪ Vérification à l'ELS

$$\mu_b = \frac{M_y}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,78}{1 \cdot (0,27)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,004 \rightarrow \alpha = 0,005$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,005 \\ g = 0,457 \end{cases} \Rightarrow \alpha < g \Rightarrow$$

$$\text{Soit : } g = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{6,76}{4,78} - 1 + \frac{25}{100} = 0,457$$

Vérifiée.

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

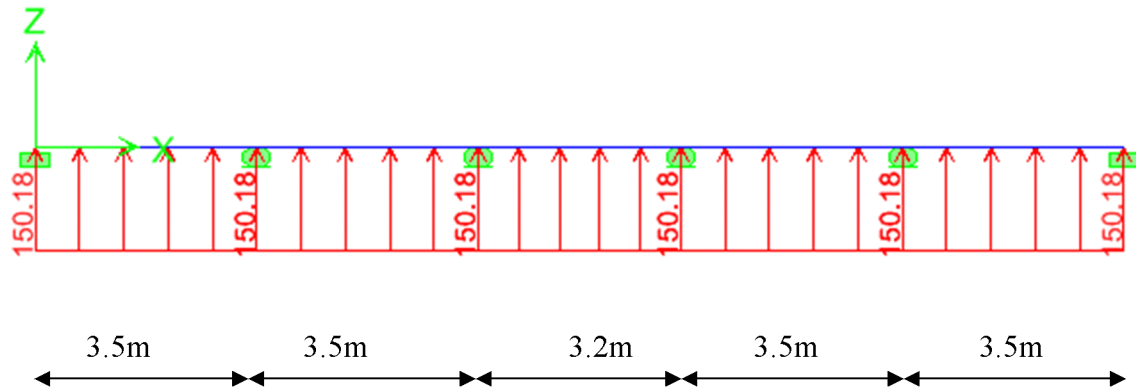
Conclusion

$A_{\text{radier}} > A_{\text{debord}} \Rightarrow$ Le ferrailage de débord sera la continuité de celui de radier.

VIII.4.8. Ferrailage des nervures :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.
 Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après
Sens longitudinale

Les résultats obtenu a l'ELU :



Shemas statique de la nervure

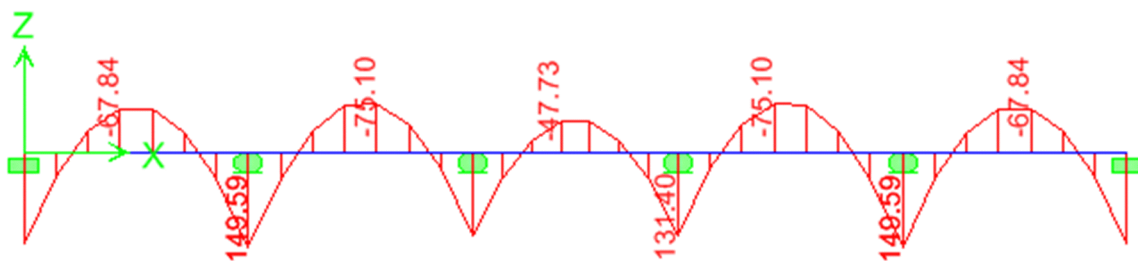


Diagramme des moments fléchissant

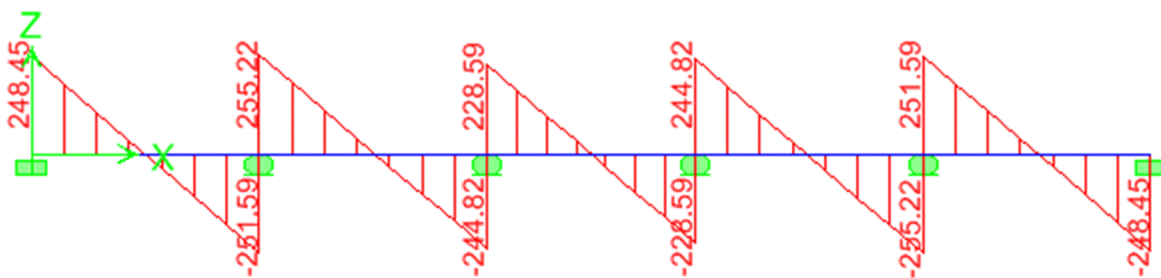
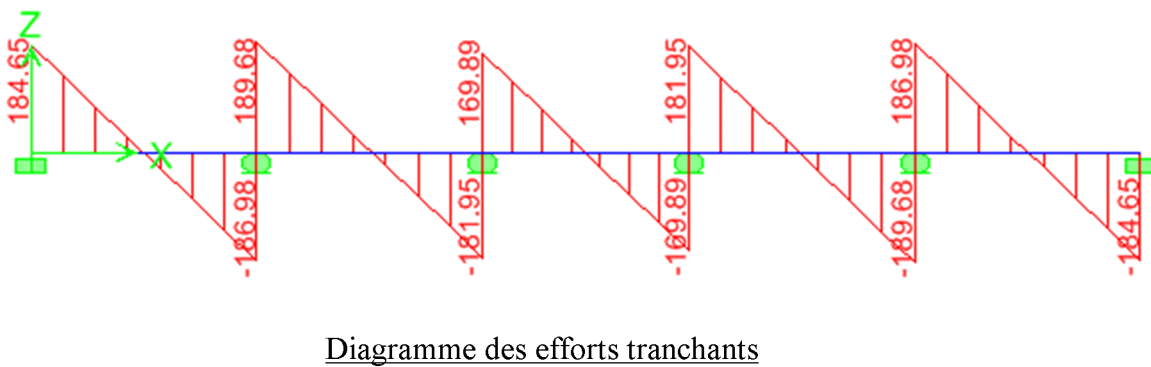
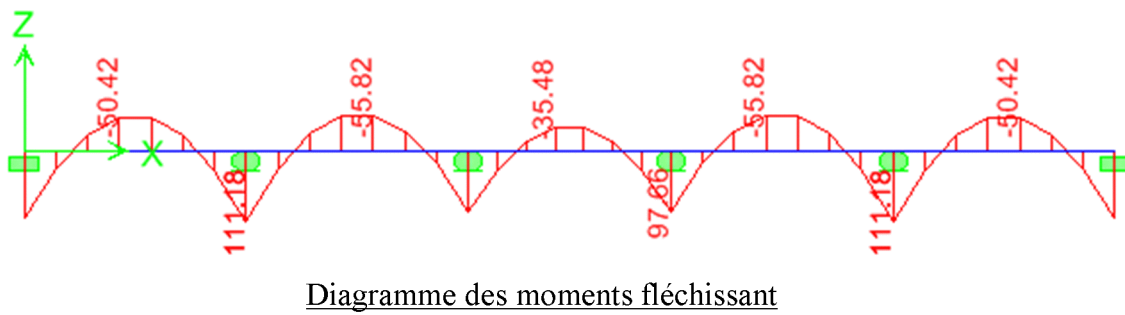
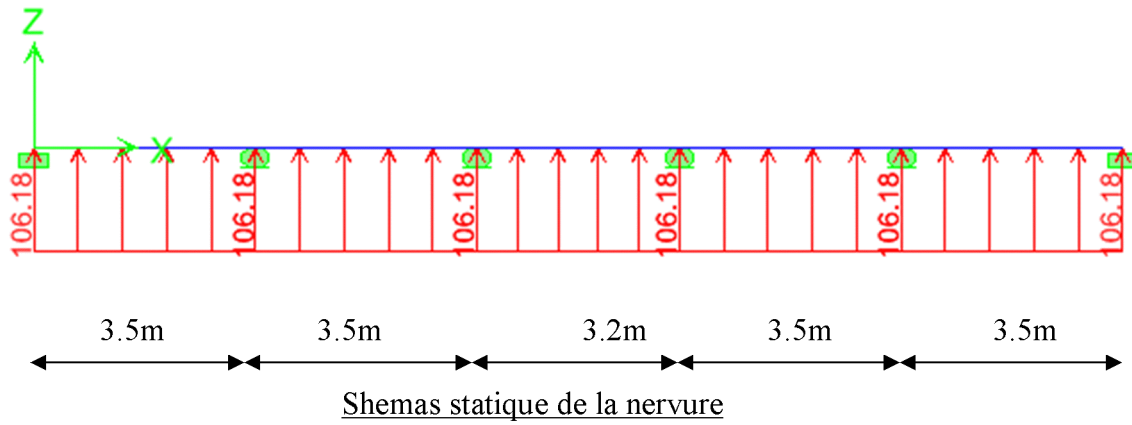


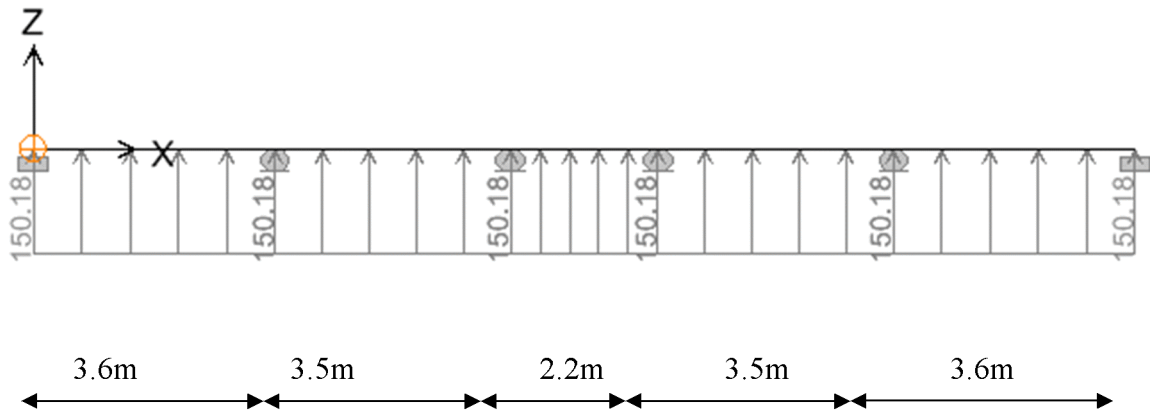
Diagramme des efforts tranchants

Les resultats obtenu a l'ELS



Sens transversale

Les resultats obtenu a l'ELU :



Shemas statique de la nervure

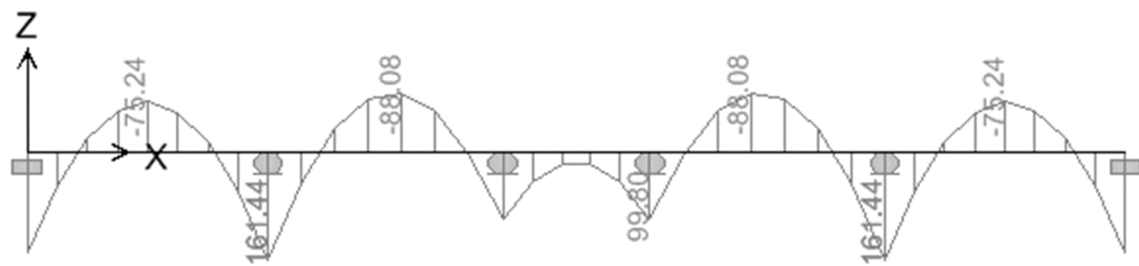


Diagramme des moments fléchissant

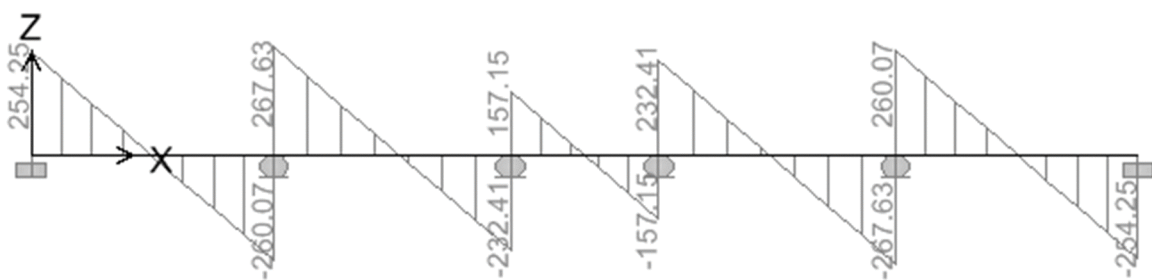
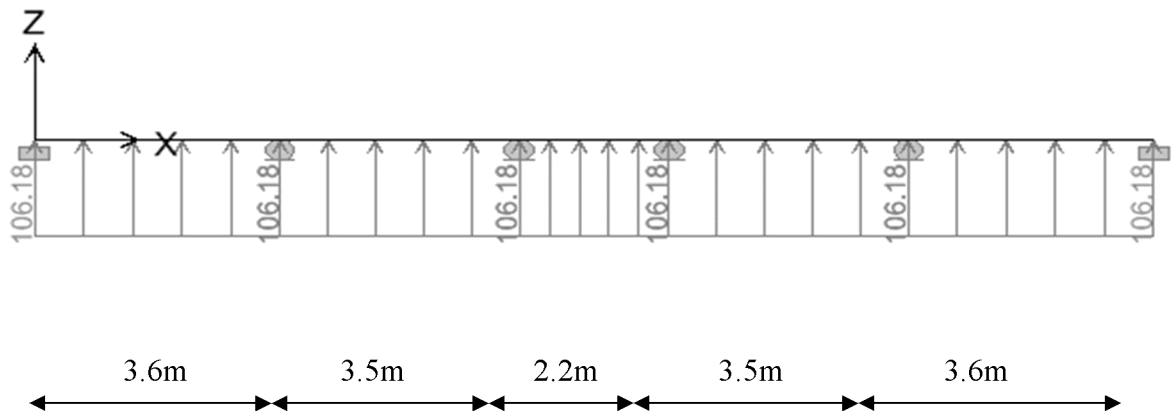


Diagramme des efforts tranchants

Les resultats obtenu a l'ELS :



Shemas statique de la nervure

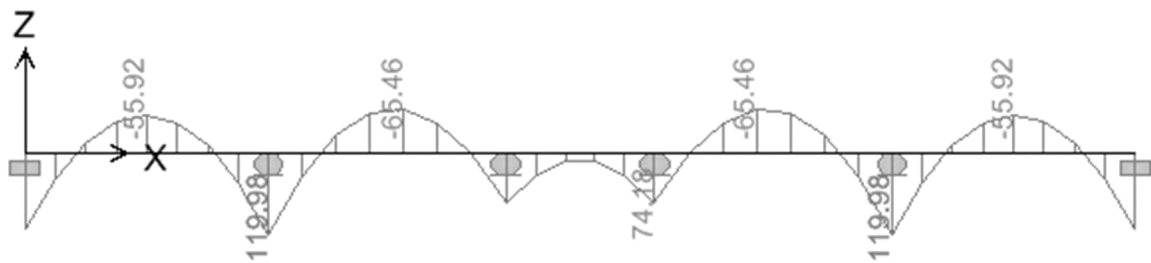


Diagramme des moments fléchissant

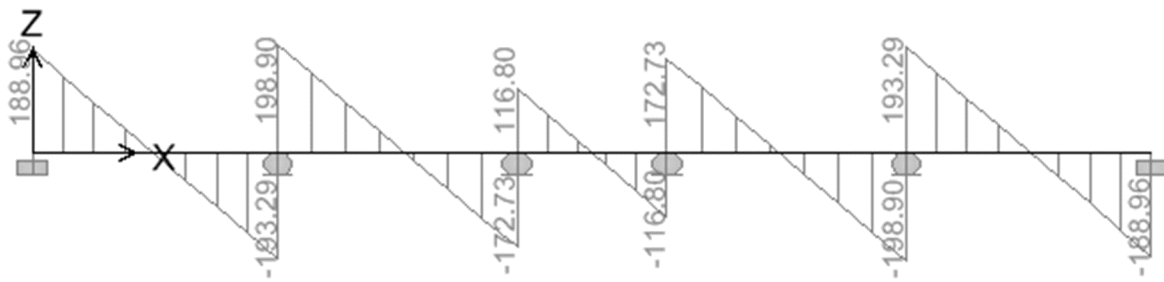


Diagramme des efforts tranchants

Pour le ferrailage, on prend le moment maximal sur appuis et en travées .

$$ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = 75.1 \text{ KN.m} , M_a = 149.59 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 88.08 \text{ KN.m} , M_a = 161.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = 55.82 \text{ KN.m} , M_a = 111.18 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 65.46 \text{ KN.m} , M_a = 119.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens		M _u [kn.m]	μ _b	β	Obser	A _{min}	A _s	A adoptée	A adoptée [cm ²]
X-X	Appuis	149.59	0,06	0.969	SSA	3,37	7.15	9.24	3HA14+ 3HA14
	Travée	75.1	0,03	0.985	SSA	3,37	3.53	8.01	3HA14+ 3HA12
Y-Y	Appuis	161.44	0,066	0.966	SSA	3,37	7.75	9.24	3HA14+ 3HA14
	Travée	88.08	0,036	0.982	SSA	3,37	4.16	8.01	3HA14+ 3HA12

- Vérifications

Condition de non fragilité

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

$$= 0,23 \times 40 \times 62 \times \frac{2,10}{400}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 3,37 \text{ cm}^2$$

A_a=9,24 > A_{min} condition vérifiée

A_t=8,01 > A_{min}condition vérifiée

Armatures transversales :

Espacement des armatures :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

Soit φ = 8 mm

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 16.25 ; 18.5 \} = 16.25 \text{ cm}$$

S_t = 15cm.

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 32.5 \text{ cm.}$$

On prend S_t= 20

Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6 \text{ HA } 8 = 3,02 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 267.63 \text{ kn}$

$$\tau_u = \frac{267.63 \times 10^3}{450 \times 620} = 0.96 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.96 \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

- **Armatures transversales minimales**
- **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34)**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur. Leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,65 = 1.95 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit donc 2HA12 avec $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Ferraillage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres. Ainsi, Son ferraillage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis

Etude de l'infrastructure



Conclusion générale

Conclusion générale

A travers la connaissance des différentes étapes de calcul nécessaire à l'étude des bâtiments à ossature mixte contreventés par voiles, le présent travail m'a utilement permis de mettre en application les concepts théoriques et les enseignements pratiques acquis durant ma formation d'ingénieur en Génie Civil (spécialité construction civile et industrielle).

Par ailleurs, ce travail m'a permis de constater que, lors de l'exécution d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas limiter son étude aux divers calculs théoriques indispensables ; Il doit aussi veiller à ce qu'une concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques soit établie en respectant trois critères indissociables : la résistance, la durabilité et l'économie.

Enfin, Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à ce documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.



Bibliographie

Bibliographie

[1] Règles BAEL 91 modifiées 99 Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.

Edition Eyrolles (Paris 1992).

[2] Cours en béton armé BAEL 91 (calcul des éléments simples et des structures de bâtiment).

Jean pierre Mougín - Edition Eyrolles (Paris 1992).

[3] Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/Version 2003).

[4] Formulaire de béton armé tome1 et 2.

Victor Davidovici - Edition le moniteur (Paris 1996).

[5] Calcul pratique des tours en béton armé.

Marius Diver - Edition Dunod (Paris 1972).

[6] Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (théories et applications).

Pierre Charon - Edition Eyrolles (Paris 1972).

[7] Le calcul pratique des sections de béton armé : Flexion simple et composée.

Pierre Charon - Edition Eyrolles (Paris 1973).

[8] Calcul dynamique des structures.

Chanti Amar.

[9] Construire Parasismique (Conception parasismique des bâtiments- Réglementation).

Milan Zacek - Editions Parenthèses (Marseille 1996).

[10] Tables pour le calcul des dalles et des parois.

Richard Bares - Edition Dunod (Paris 1969).

[11] Contreventement des bâtiments par les voiles.

Amar Chanti - Edition OPU (1993).

[12] Calcul des ouvrages en béton armé.

M. Bellazougui - Edition OPU.

[13] Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR.

[14] Calcul pratique des ossatures en béton armé.

Albert Fuentes - Edition Eyrolles (Paris 1973).



Annexes

Annexe n° 01 Caractéristiques des matériaux

A) Le béton

A.1 Définition

C'est un mélange de :

- Pâte pure (ciment + eau).
- Granulats (sable, gravier).

Le béton sera dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPA 325. Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

A.2 Dosage

A titre indicatif, pour 1 m^3 de béton armé :

- Granulats : Sable... 380 à 450 cm^3 ($D_g = 5 \text{ mm}$).
- Gravillons... 750 à 850 cm^3 ($D_g = 25 \text{ mm}$).
- Ciment : 300 à 400 Kg .
- Eau : 150 à 200 L .

La réalité pratique conduit vers le rapport

Eau /ciment = 0.5 cela pour limiter le retrait du béton.

- Si eau/ciment > 0.5 : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- Si eau /ciment < 0.5 : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

N.B : Pour maintenir $E/C = 0.5$, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

A.3 La résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée **f_{c28}** . Cette résistance est mesurée sur des cylindres normalisés (de diamètre $\varnothing = 16 \text{ cm}$, hauteur $h = 32 \text{ cm}$). La résistance de béton à la compression avant 28 jours est donnée par : **(BAEL91/A.2.1,11)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

A.4 Résistance caractéristique à la traction

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression. Conventionnellement elle est défini par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{(BAEL 91/A.2.1,12)}$$

A.5 Contraintes limites du béton

A.5.1 Les états limites

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

➤ Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non renversement),
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture),
- Etat limite de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

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

(Art.A.4.3.41,BAEL 91)

Avec : γ_b est le coefficient de sécurité qui vaut :

1,5 cas de situations durables ou transitoire

1,15 cas de situations accidentelles

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

La durée d'application	Coefficient q
> 24h	1
Entre 1h et 24h	0.9
< 1h	0.85

À j =28 jours : en situation courante : $\gamma_b=1.5$

Situation durable $\theta = 1 \longrightarrow f_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$

En situation accidentelle $\gamma_b = 1.15 \quad f_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$

• Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU :

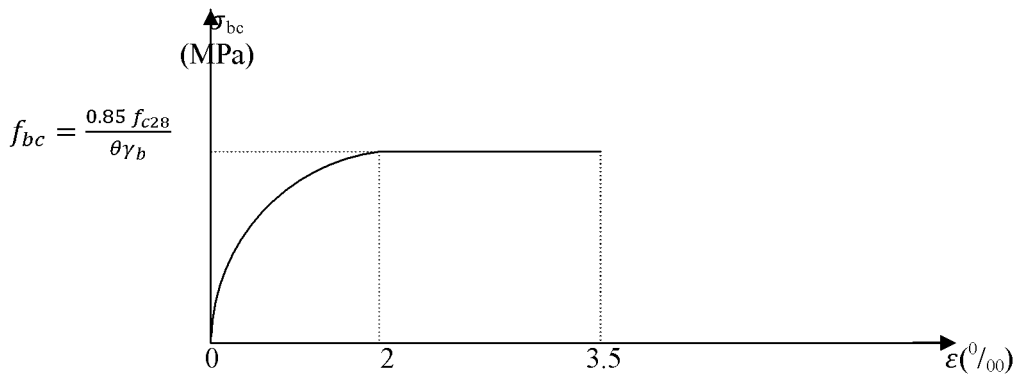


Figure -1- Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰(état élastique).
- D'une partie rectangulaire (état plastique)

$$2 \text{ ‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5 \text{ ‰}$$

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

➤ Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites. On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91)

$$\bar{\delta}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{à } J=28 \text{ jours : } f_{c28} = 25 \text{ MPa,}$$

$$\text{on aura } \bar{\delta}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELS :

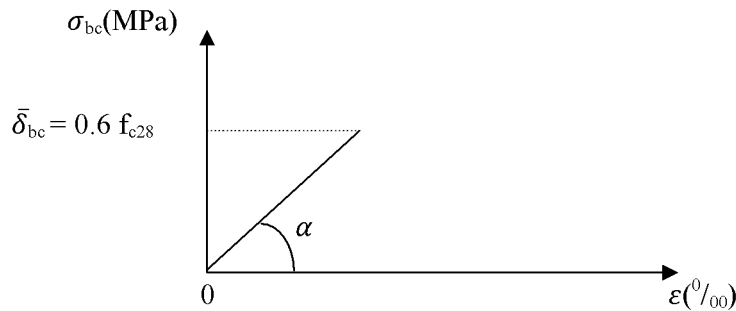


Figure -2- Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

A.5.2- Contrainte limite de cisaillement à l'E.L.S : (BAEL 91 Art A.5.1,21)

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \cdot d}$$

Avec:

- T: effort tranchant dans la section étudié.
- b : largeur de la section cisailée.
- d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ cas ou la fissuration est non préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left(0,10 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \text{ cas ou la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

A.6 Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

• **Module de déformation instantanée (BAEL91/Art2.1, 21)**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours).

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \quad [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$

• **Module de déformation différée (BAEL91/A.2.1,22)**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad [\text{MPa}]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{ij} = 10818.86 \text{ MPa}$

A.7 Module de déformation transversale (BAEL91/ Art .A.2.1.3)

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

• **Coefficient de poisson ν (BAEL91/A.2.1,3)**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il sera pris égale à :

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

$\nu = 0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

B) Les aciers

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

Acier à haute adhérence H.A (feE400)	fe = 400 MPa
Treillis soudés (TL520)	fe= 500 MPa pour $\emptyset = 6\text{mm}$.
Treillis soudés (TL520)	fe= 520 MPa pour $\emptyset = 6\text{mm}$.
fe : limite d'élasticité.	

B.1- Module de déformation longitudinale

(BAEL91/Art A.2.2.1) : $E_s = 2.10^5$ MPa.

B.2-Coefficient de poisson des aciers : $\nu = 0.3$

B.3- Contraintes limites

- **Contrainte limite ultime :(BAEL 91/A.4.3.2)**

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

avec :

γ_s : Coefficient de sécurité dans les aciers qui vaut 1,15 pour une situation courante et 1 pour une situation accidentelle.

• **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues. D'après les règles du BAEL 91 (A,4,5,3), on distingue trois cas de fissures :

1) Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire :

$$\delta_s \leq \bar{\delta}_s = f_e \quad (\text{BAEL9 /Art 4.5.32})$$

2) Fissuration préjudiciable : les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{3}{2} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}}) \right\} \quad (\text{BAEL91/Art4.5.33})$$

3) Fissuration très préjudiciable :

Dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs. (BAEL91/Art4.5.34)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{3} f_e; 90 \sqrt{n f_{t28}} \right\}$$

n : Coefficient de fissuration.

$n=1$	pour les ronds lisses (RL).
$n=1.6$	pour les HA > 6mm.
$n=1.3$	pour les HA < 6mm.

B.4 Diagramme Contrainte Déformation de l'acier

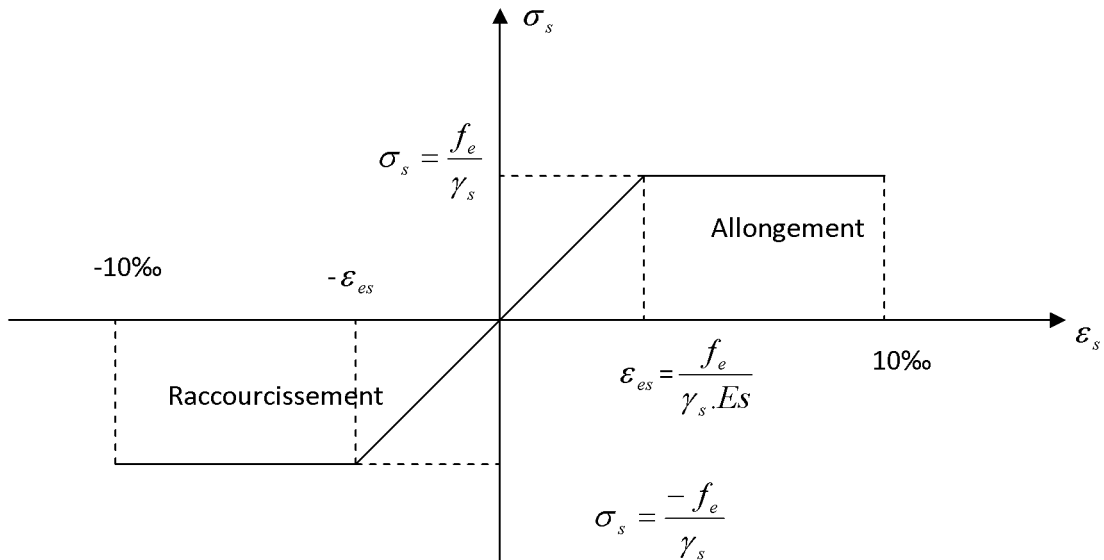


Figure -3- Diagramme contrainte- déformation pour les aciers.

B.5 Contrainte tangentielle conventionnelle (BAEL 91 modifié 99/ Art 5.11)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d)$$

Avec :

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

b : largeur de la bonde considérée

d : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non peu nuisible :
 $\tau_u \leq \min (0,1f_c \ 28,3[\text{MPa}])$.
- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :
 $\tau_u \leq \min (0,1f_c \ 28,4[\text{MPa}])$.

B.6 Protection des armatures (BAEL91/ArtA.7.2.4)

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 :

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Annexe n° 02 Méthode Forfaitaire

1. Plancher à faible surcharge

Un plancher est dit à charge d'exploitation modérée si la valeur nominale de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5[KN/m²]. $Q \leq \{2 G, 5 \text{ KN/m}^2\}$.

2. Domaine de validation de la méthode forfaitaire :

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

3. Exposé de la méthode

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travée. Celle-ci étant supposée isostatique, de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

Soient :

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges (Pour une portée l , chargée uniformément, nous aurons $M_0 = \frac{qul^2}{8}$)

M_w et M_e : moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

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

$$a = \frac{Q}{G+Q} : \text{rapport de charges} \quad (0 < a < \frac{2}{3})$$

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$a) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3a)M_0 \quad \text{et} \quad (1 + 0.3a)M_0 \geq 1.05M_0$$

$$b) \quad * M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3a}{2} \right) M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

$$* M_t \geq \left(\frac{1+0.3a}{2} \right) M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

c) La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Remarque

1) On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

2) S'il existe sur un appui de rive un moment d'encastrement quelconque, la résistance de cet appui sous l'effet du moment pris en compte doit être justifiée.

Annexe n° 03 Présentation de l'ETABS (Version 9.7)

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Concept de base de la MEF

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, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation (de forme polynomiale) qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœuds, tout en considérant inconnus 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 rigidités de chaque élément.

Description de l'ETABS

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

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

Manuel d'utilisation de l'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.7
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS

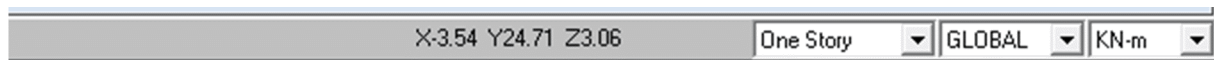
Étapes de modélisation

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 L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements.

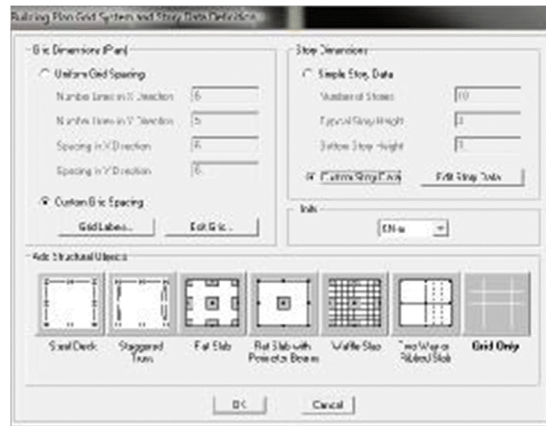


b. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file puis New model ou bien (Ctrl+n). Cette option permet d'introduire :

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- La hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage RDC (**bottom story hight**)

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.



Modification de la géométrie de base

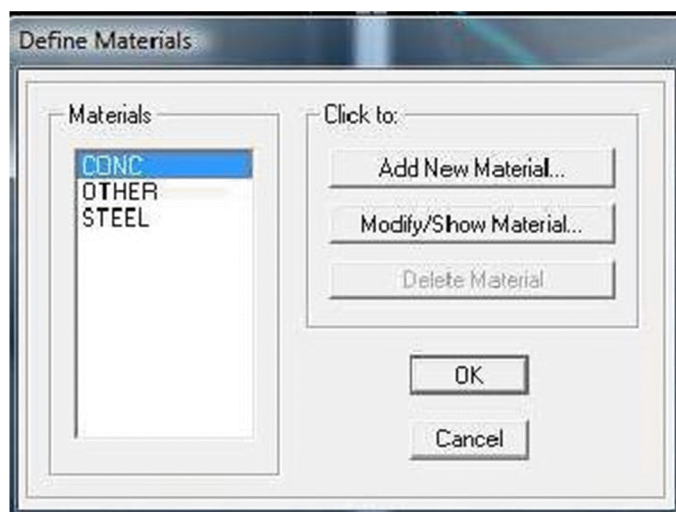
L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et ou le mettre au centre de la structure et ce à partir de menu (**View-change axes location**) une boîte de dialogue apparaîtra, dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position en injectant les valeurs des coordonnées x, y et z.

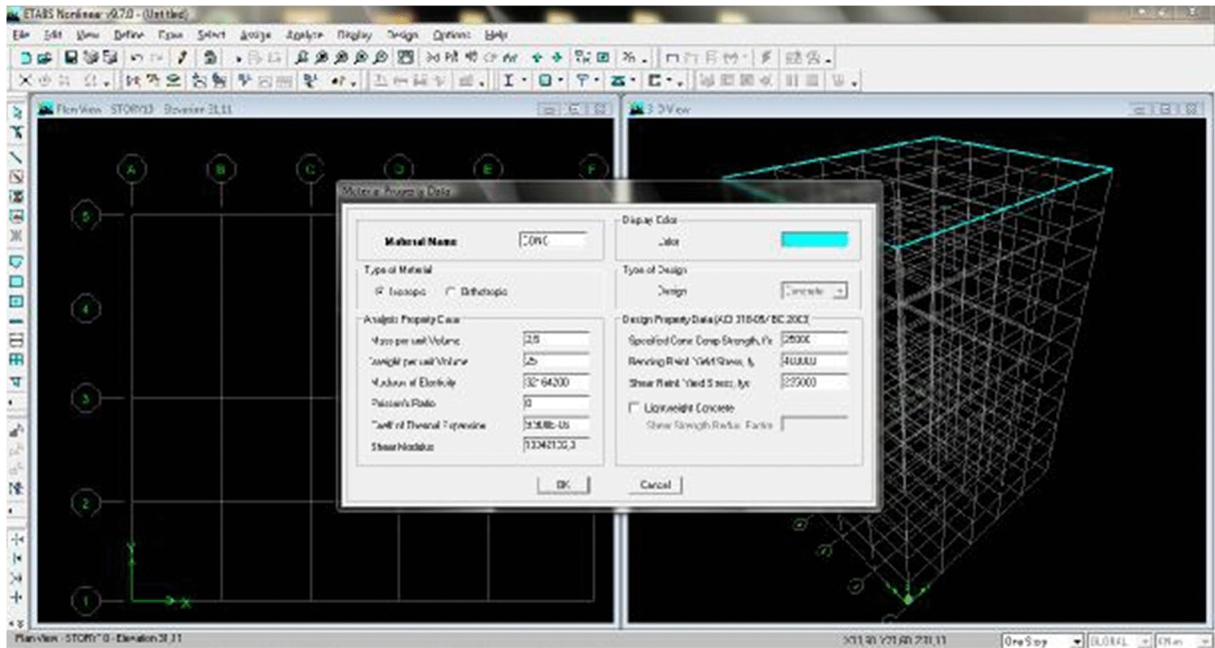
Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément corresponde une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille; en double cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue
 - cocher la case spacing et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions.

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 properties**, nous sélectionnons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



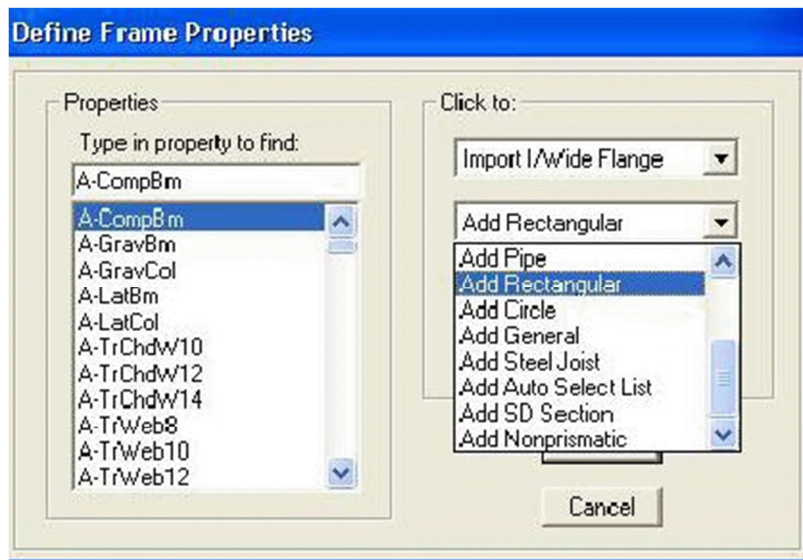


Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, planchers, voiles...)

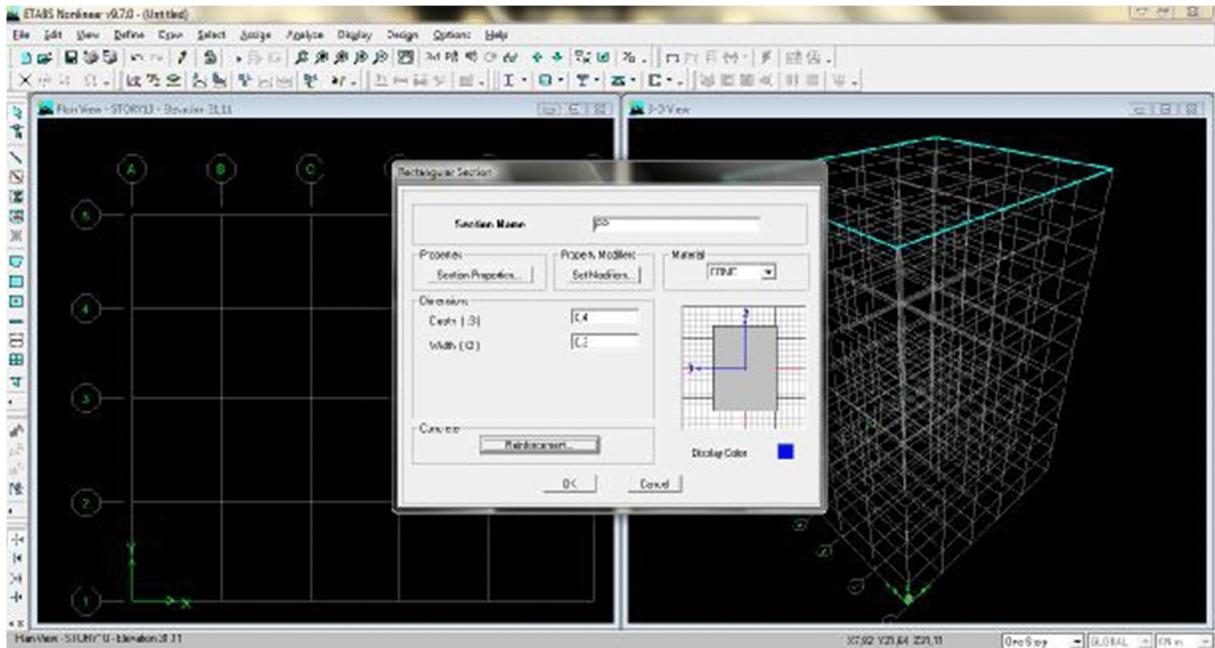
Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

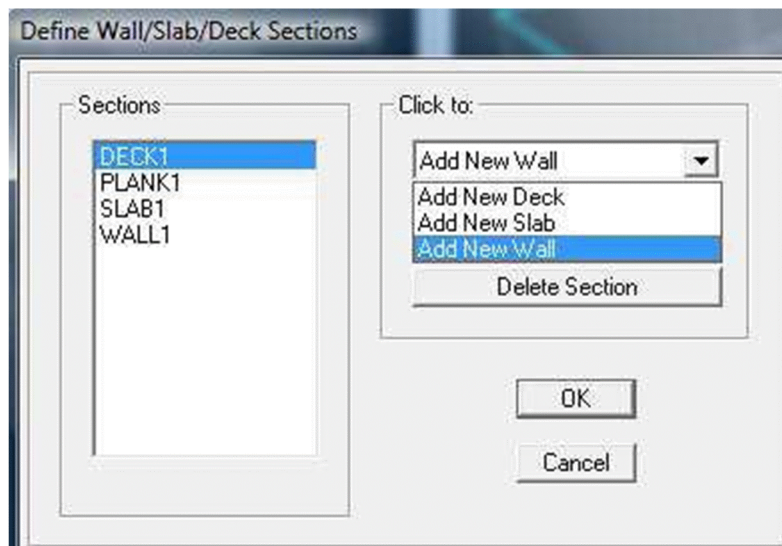
- Nom de la section **Section Name**
- Choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- Hauteur : **Depth**
- Largeur : **Width**

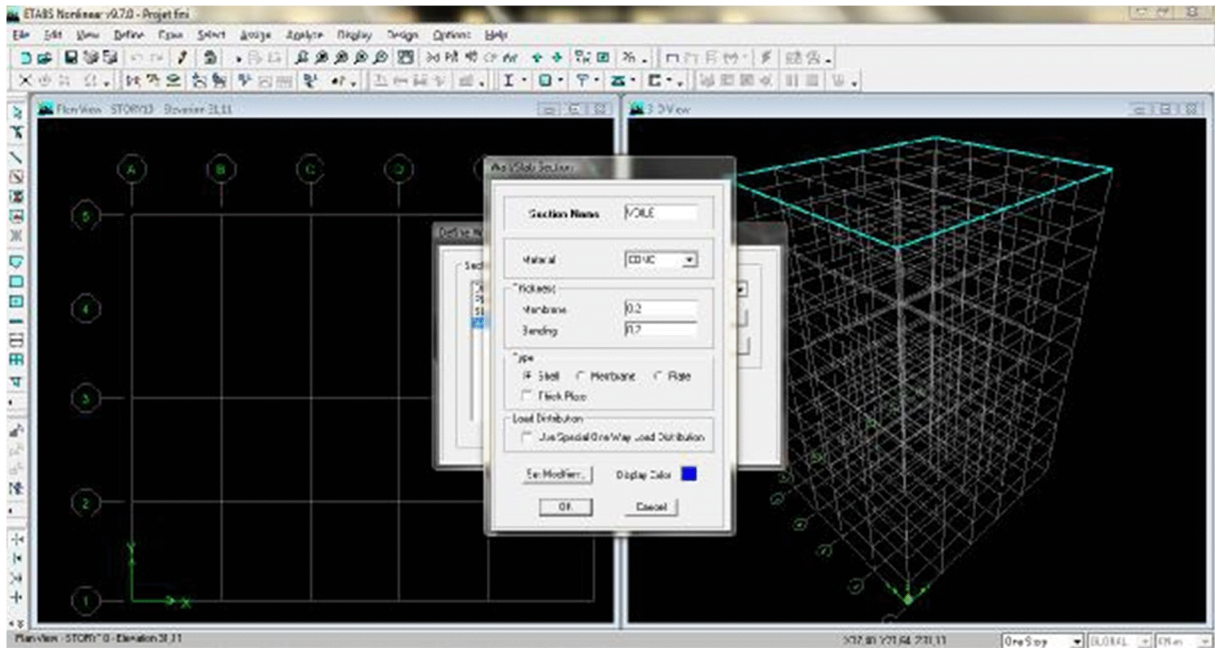


Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures. Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

➤ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile). On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.







❖ Affectation des sections aux éléments

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'outils flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

- Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**

- On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste **Frame section -Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.


- On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement, ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer).


- Pour tracer librement l'élément on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final. Il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

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.  

Pour rajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limites deux lignes successives verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

- Pour tracer le voile librement on choisit .

- Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

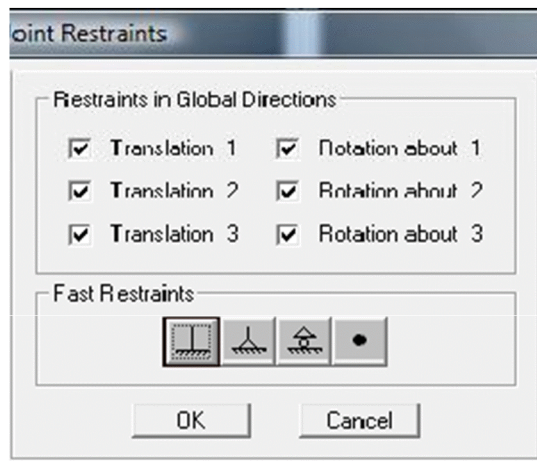
Quatrième étape

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, ect..) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (restraints)

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations, pour modéliser cet encastrement, on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

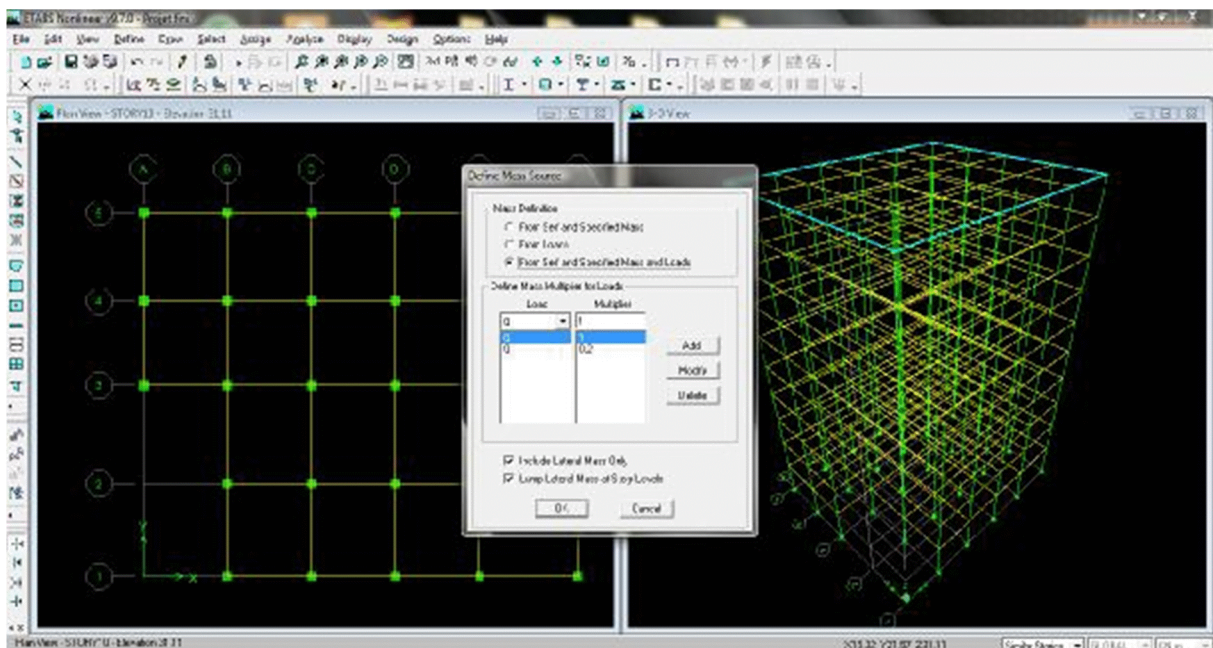
Assign → Joint/point → Restraints



b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**.

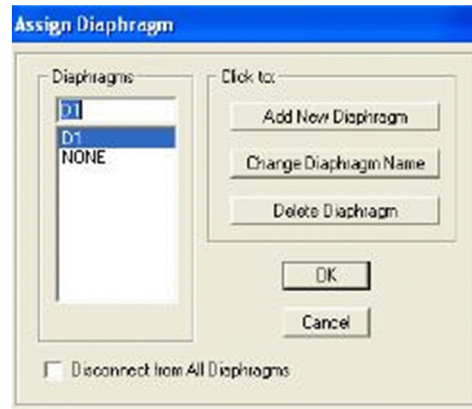
- On donne la valeur 1 pour la charge permanente
- On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



c) Diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

Cinquième étape

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

A. Charges statiques

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des surcharges d'exploitation (**Q**), pour les définir on clique sur :

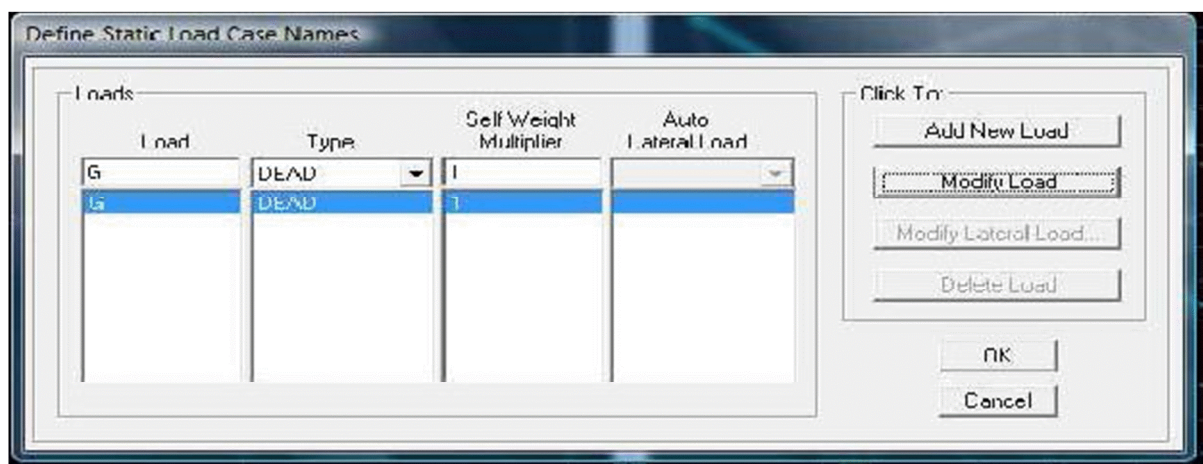
Define → Static load cases

❖ Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

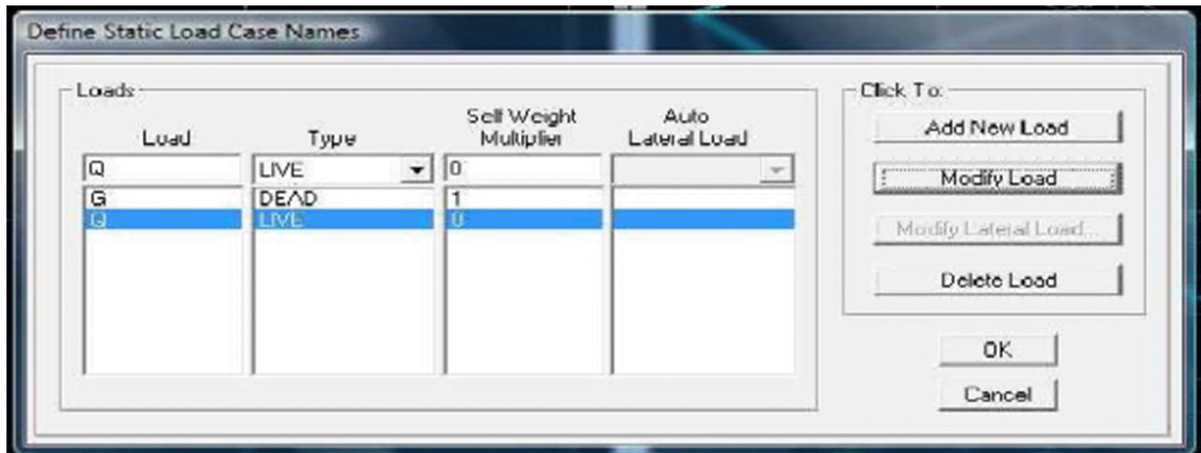


❖ Surcharges d'exploitation

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



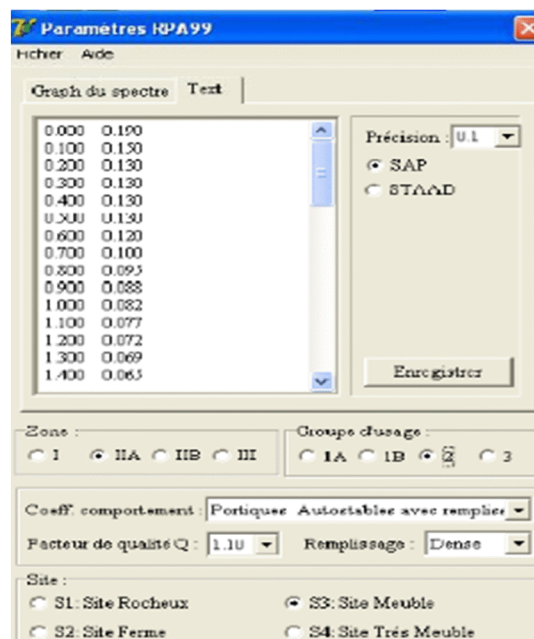
B. Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (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

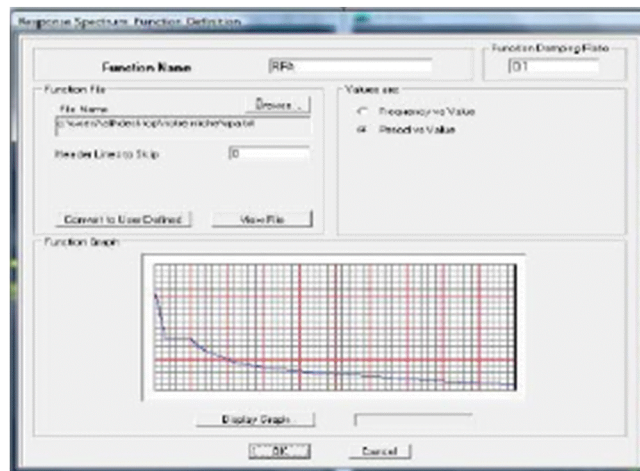
- **Zone** : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage** : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement (R)** : 2 (voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)
- **Site** : S3 (Voir rapport de sol **Chapitre 1**)
- **Facteur de qualité (Q)**

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône. Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

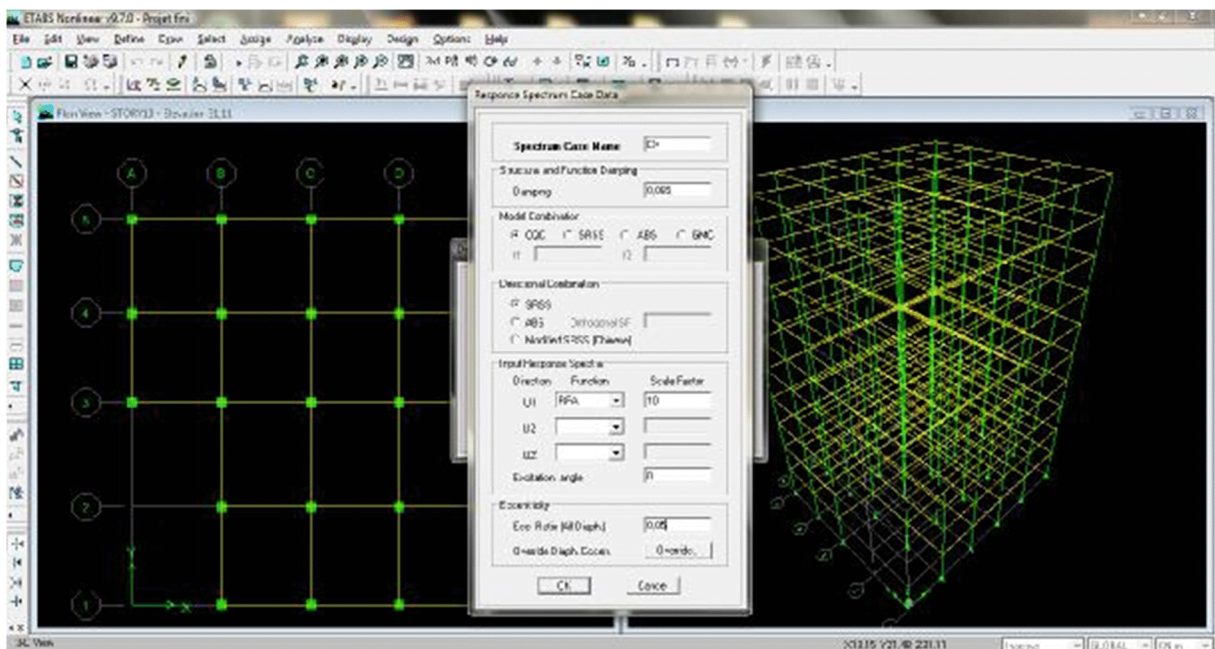
Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file

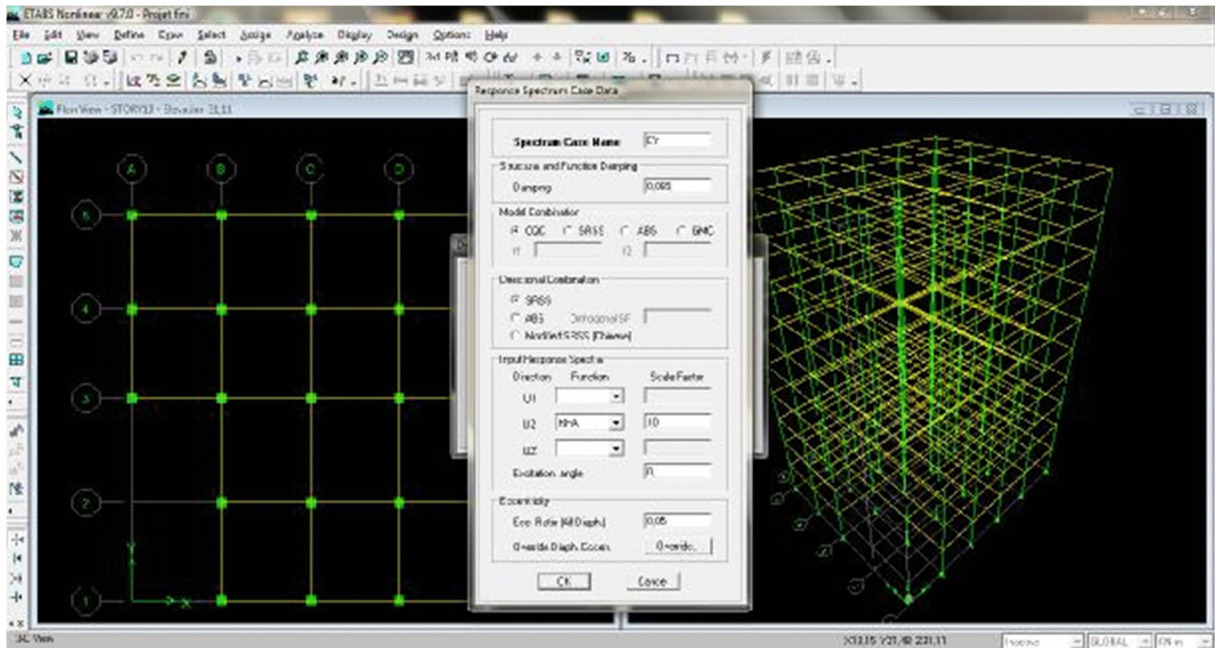


Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Responses spectrum cases → Add New Spectrum.



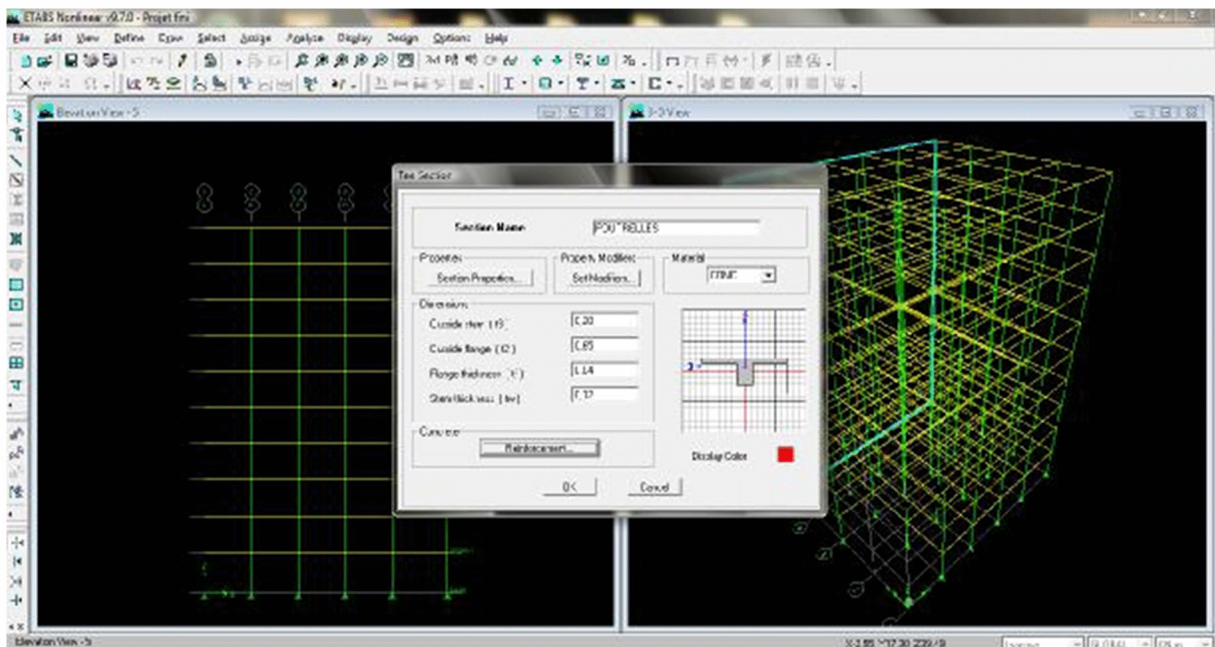


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Sixième étape : Chargement des poutrelles.

Pour définir les poutrelles, on clique sur :

Define → Frame section → Add Tee



Outside stem (hauteur du plancher = 0,20m)

Outside flange (largeur de la poutrelle = 0,65m)

Flange thickness (épaisseur de la dalle de compression = 0,04m)

Stem thickness (épaisseur du talon = 0,12m)

Remarque:

ETABS rajoute le poids propre des éléments, donc il faut enlever le poids propre de la poutrelle sinon ETABS va le compter 2 fois (on enlève le poids propre des poutrelles uniquement de la charge permanente).

Pour introduire les poutrelles :

On clique sur l'icône **Create Secondary Beams in Region or at Clicks**, il s'affiche une fenêtre **Properties of Object**.

Property (poutrelle)

Moment Releases (Continuous)

Spacing (Max spacing)

Max spacing (0,65m)

Approx. orientation (Parallèle to X or Y)

Septième étape

La septième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

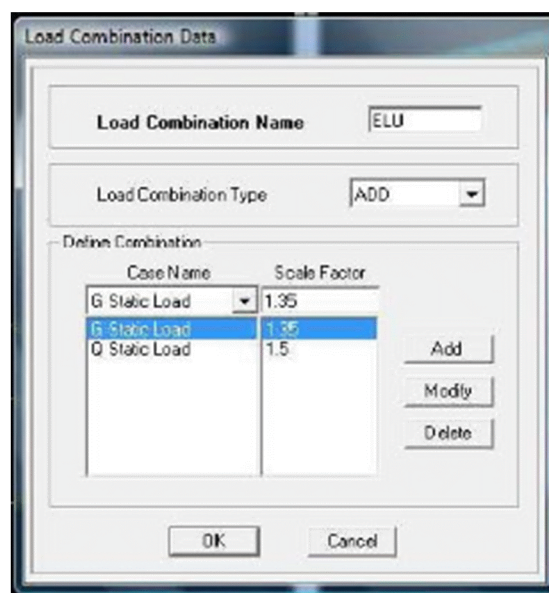
ELS : $G+Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$

08GE: $0,8G\pm E$

Define → **Load combination** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons de charges.

Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats.

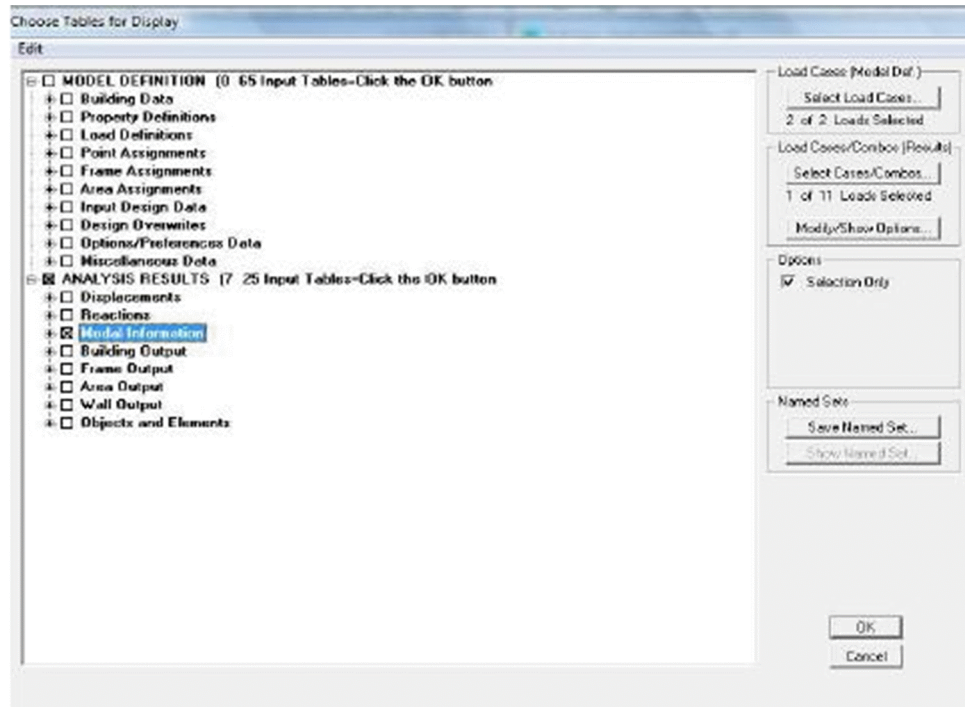
❖ Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

❖ Visualisation des résultats

• Période et participation modale

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



• 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 **Element 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**.

• Les poteaux

Pour extraire les valeurs 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.

• 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 « **Déplacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy .

- **Effort tranchant et moment sismique à la base**

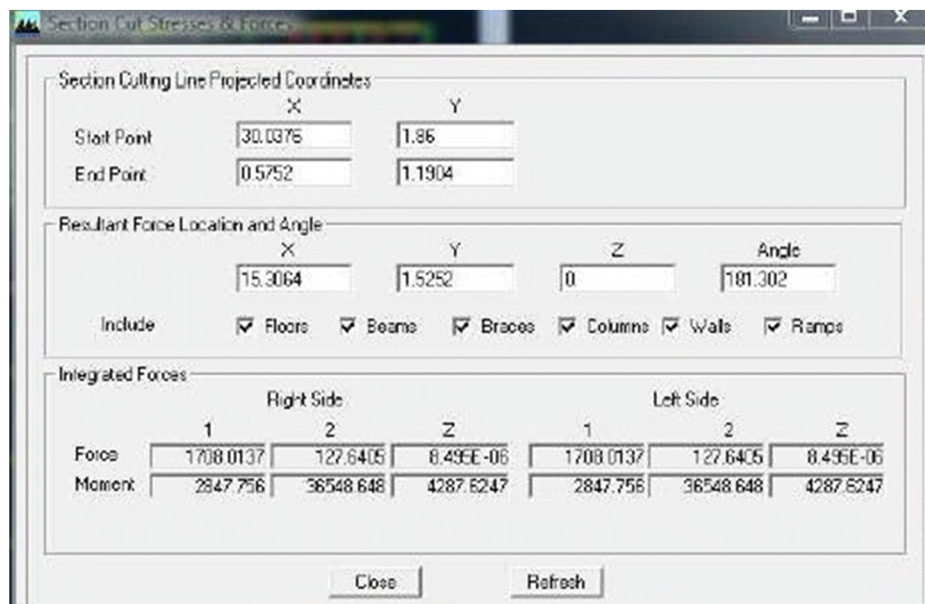
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables**, on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

- **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.

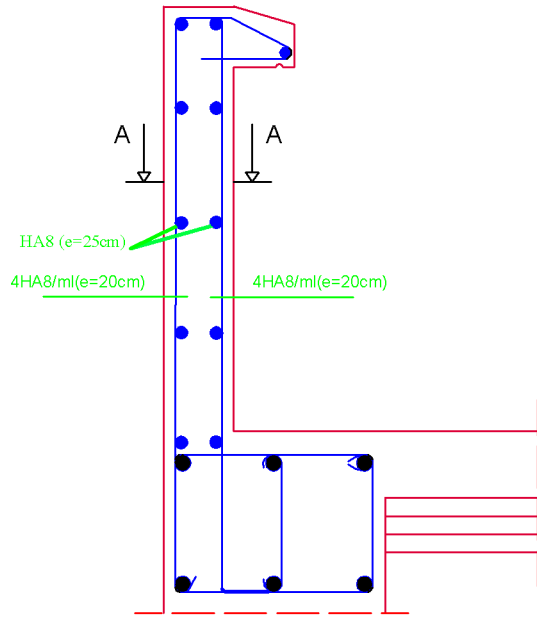
Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

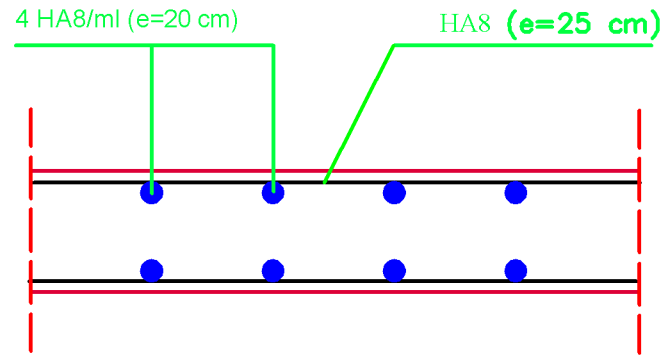


Remarque

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

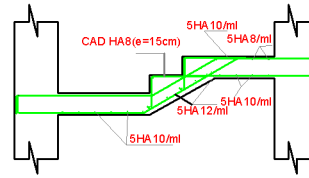


Ferrailage de l'acrotère

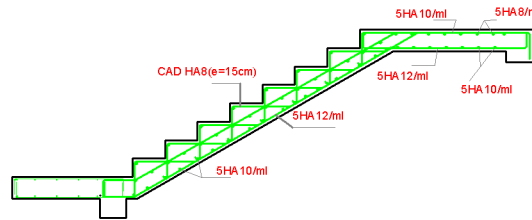


Coupe A-A

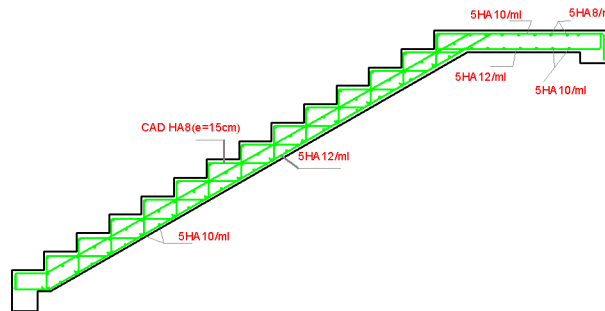
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



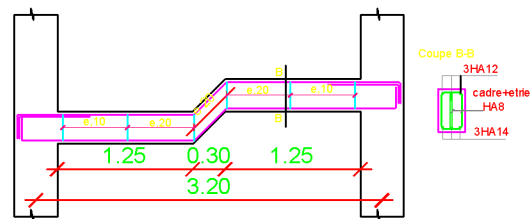
Ferraillage de l'escalier Type II



Ferraillage de l'escalier Type II



Ferraillage de l'escalier Type II

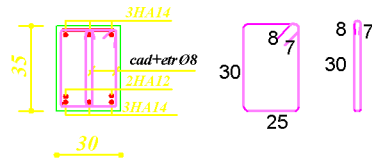
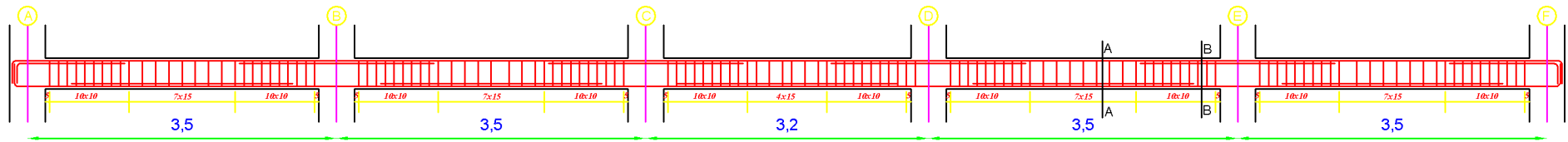


Ferraillage de la Poutre Brisé (25x30)

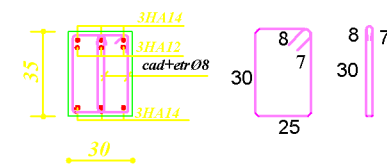
.....

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferrailage des poutres principales

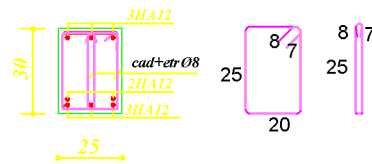
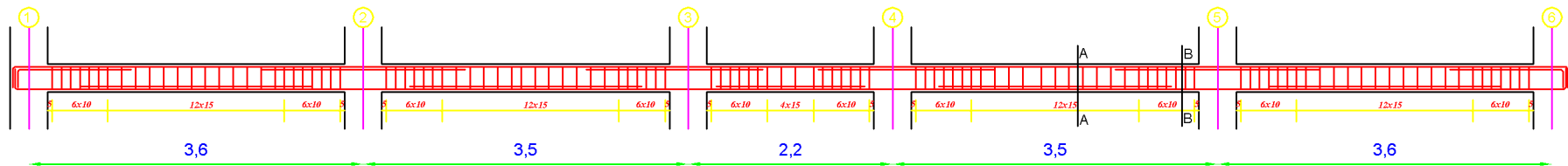


CoupeA-A

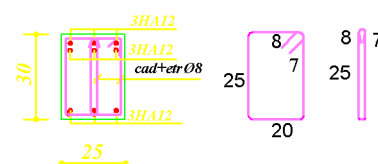


CoupeB-B

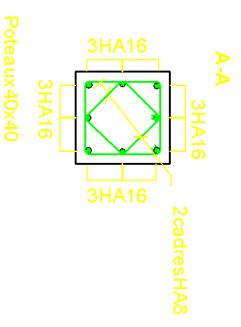
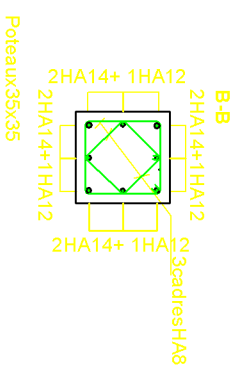
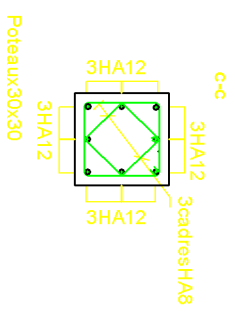
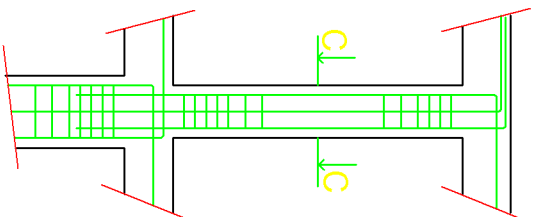
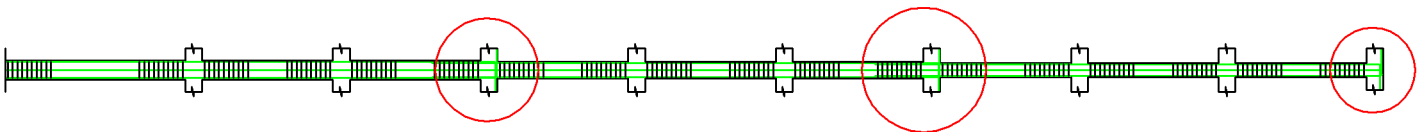
Ferrailage des poutres secondaires

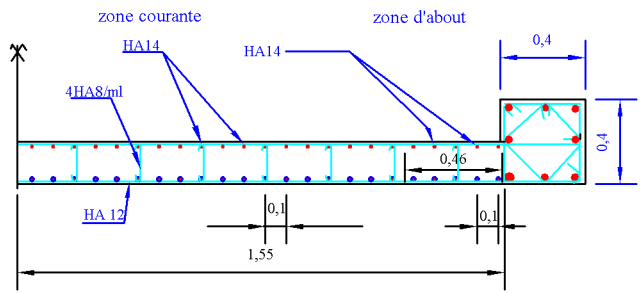


CoupeA-A

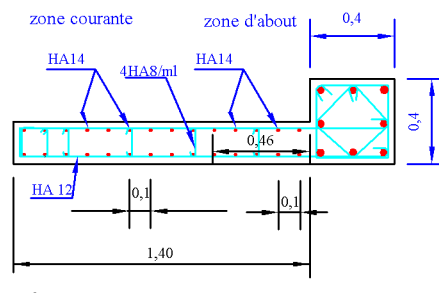


CoupeB-B

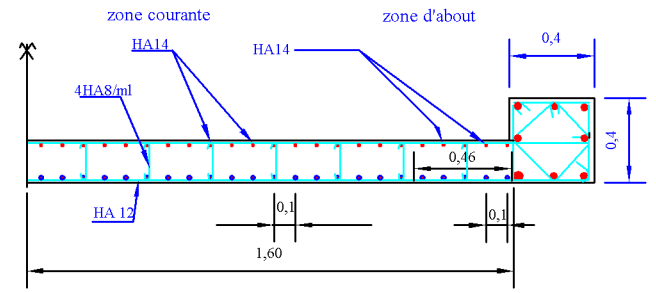




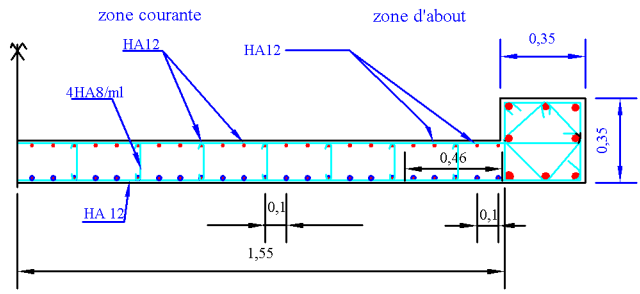
Férrailage de voile VL1+ VL4 en zone 1



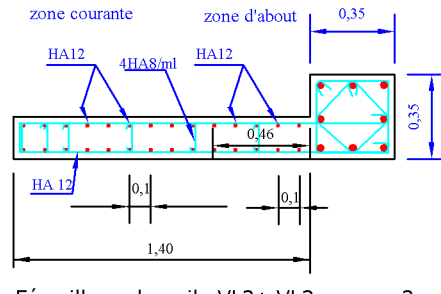
Férrailage de voile VL2+ VL3 en zone 1



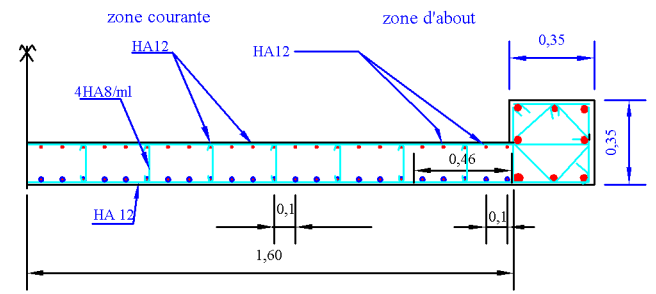
Férrailage de voile VT1+ VT2 en zone 1



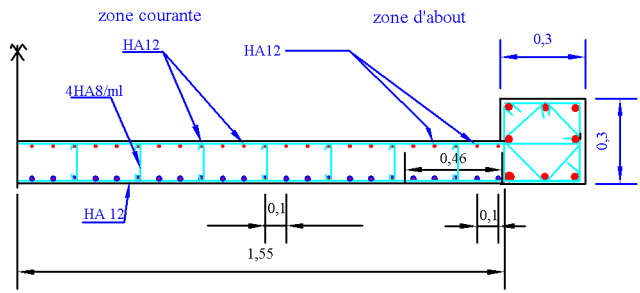
Férrailage de voile VL1+ VL4 en zone 2



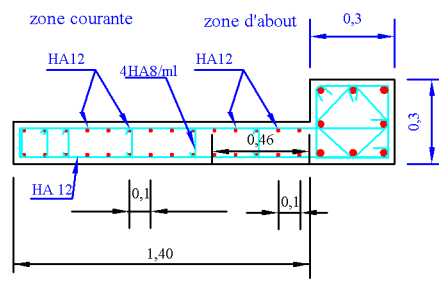
Férrailage de voile VL2+ VL3 en zone 2



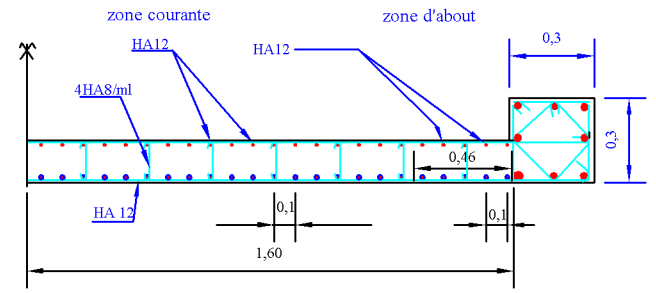
Férrailage de voile VT1+ VT2 en zone 2



Férrailage de voile VL1+ VL4 en zone 3

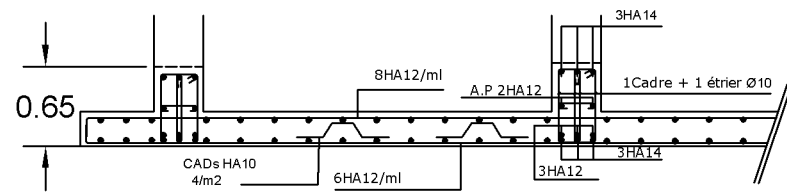


Férrailage de voile VL2+ VL3 en zone 3

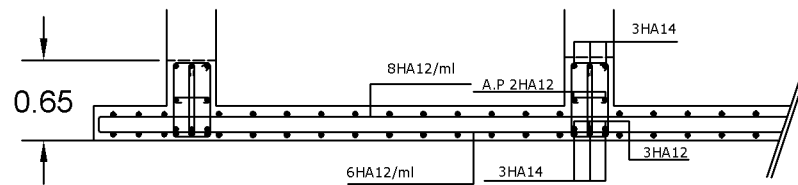


Férrailage de voile VT1+ VT2 en zone 3

RADIER au appuis

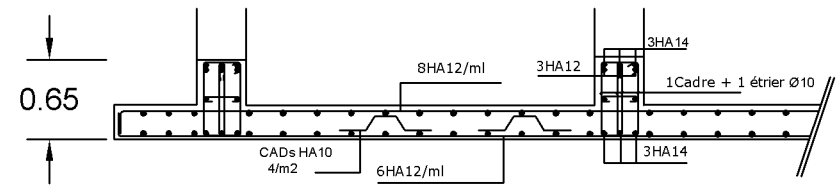


Ferrailage du radier général Sens x-x

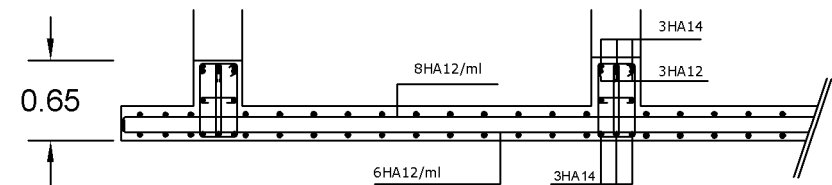


Ferrailage du radier général Sens y-y

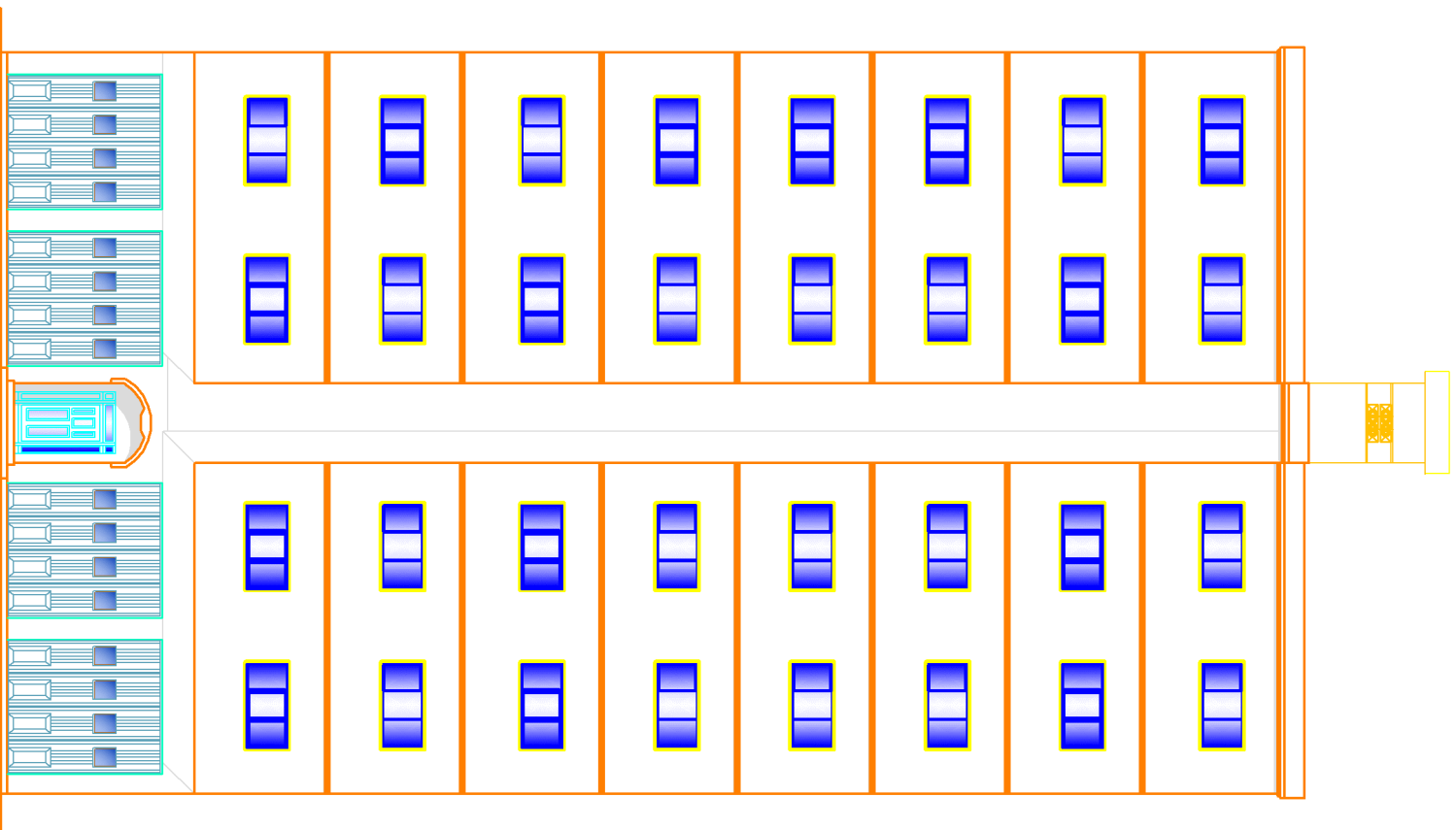
RADIER en travée



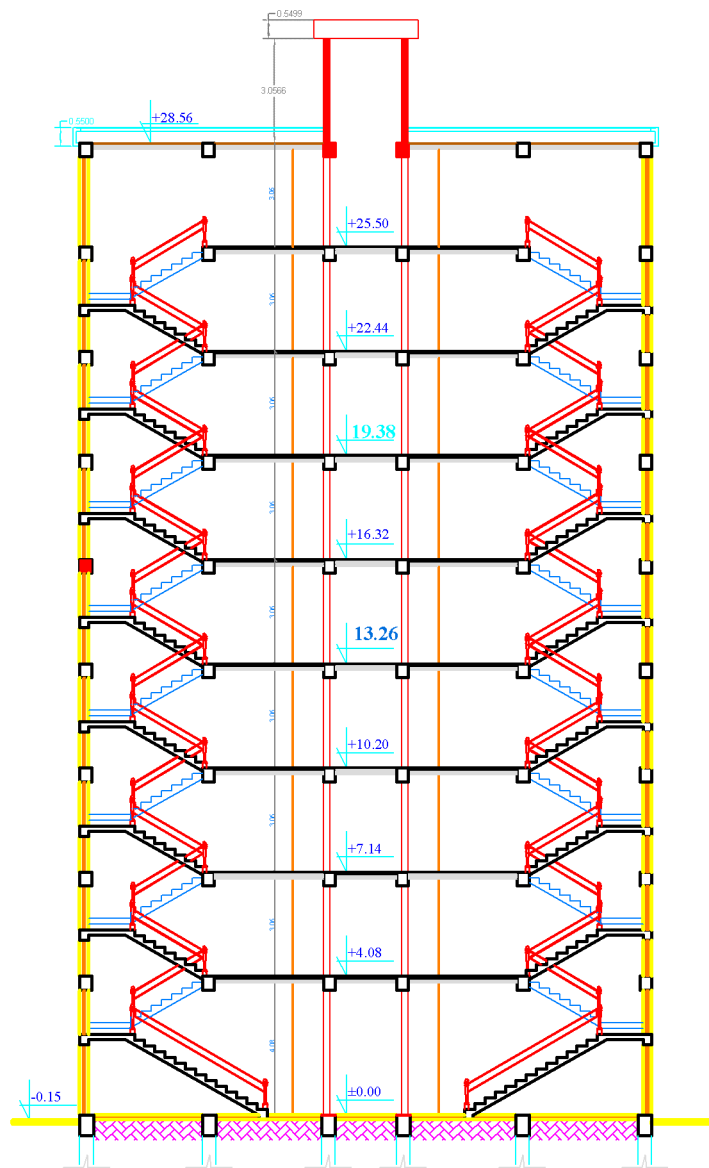
Ferrailage du radier général Sens x-x



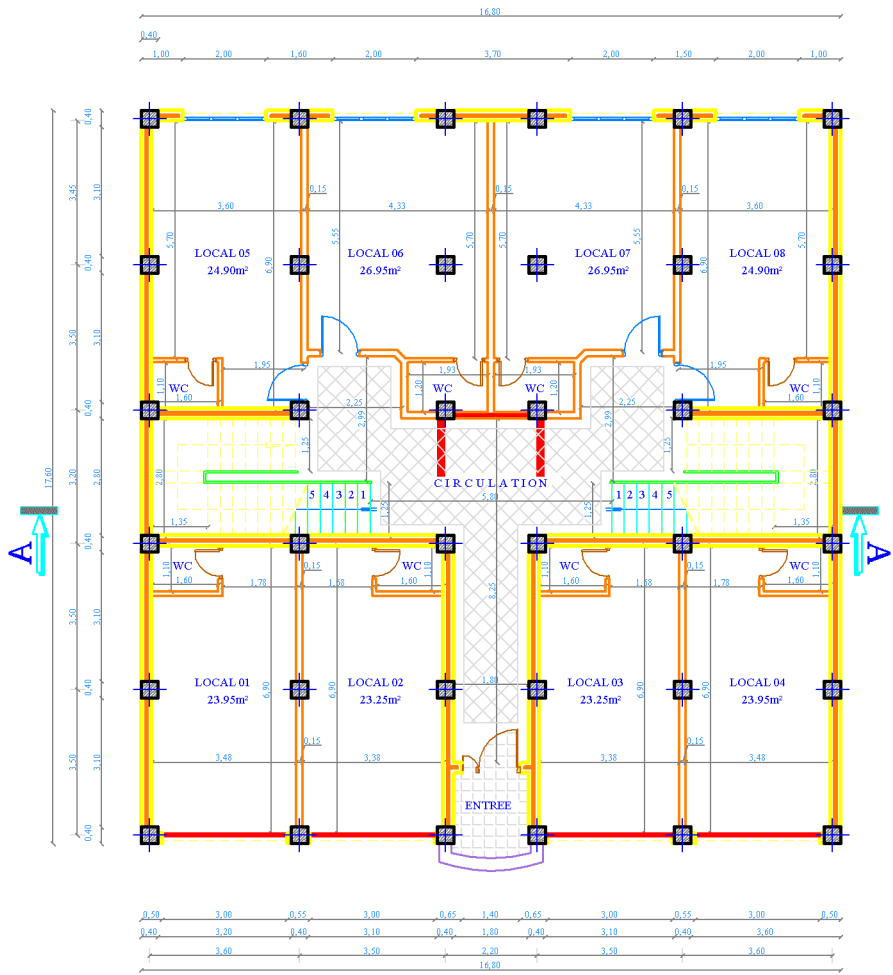
Ferrailage du radier général Sens y-y



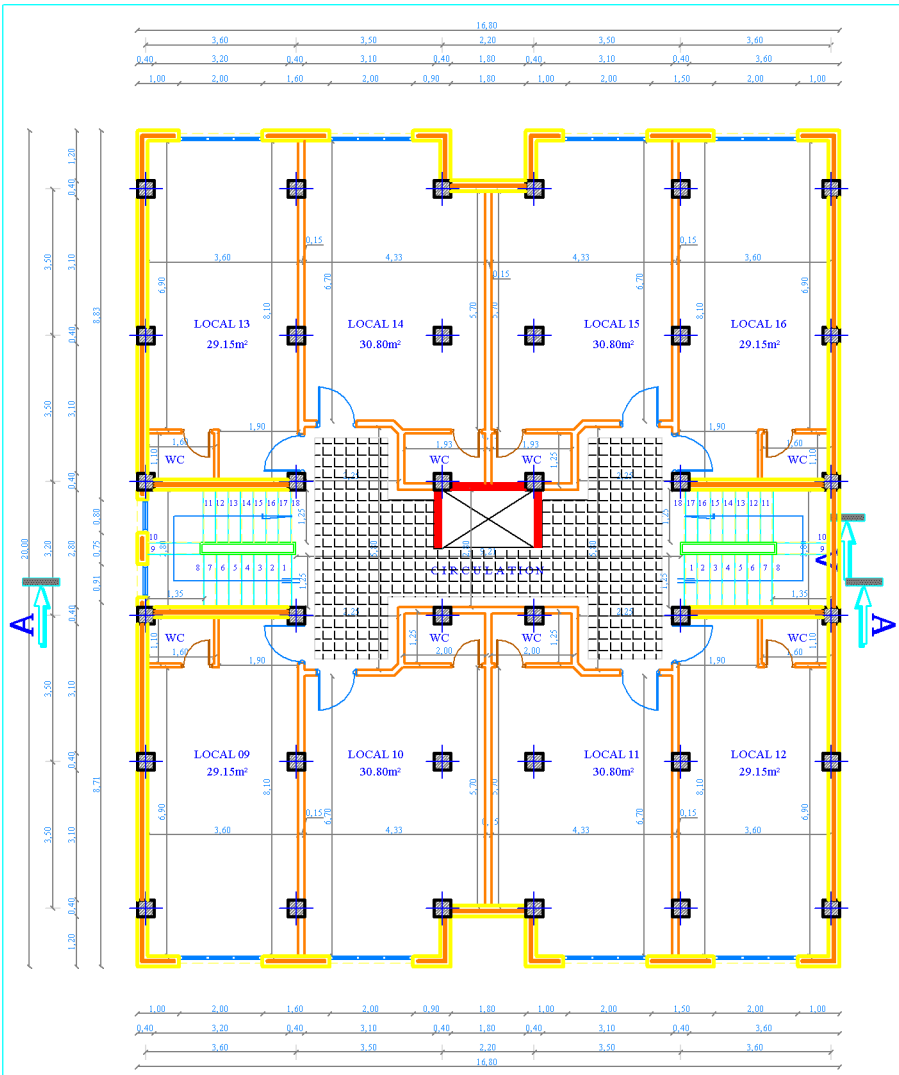
Façade Principale.



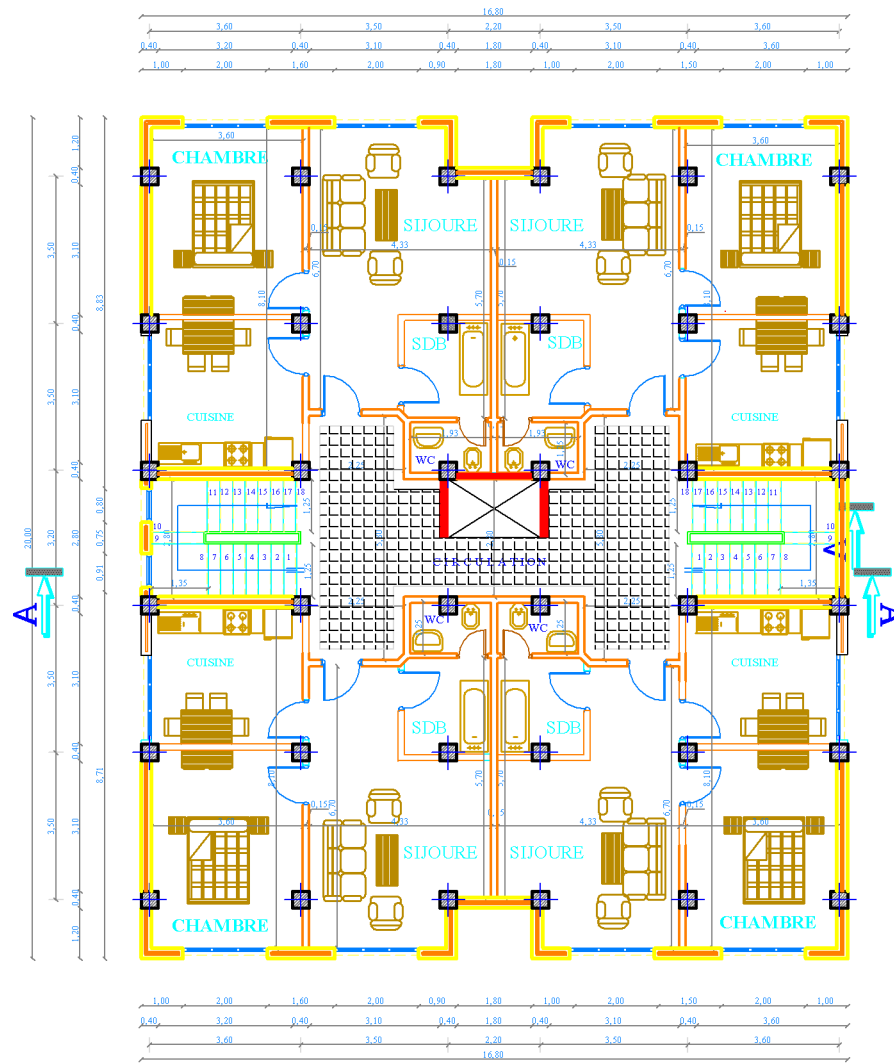
COUPE A-A



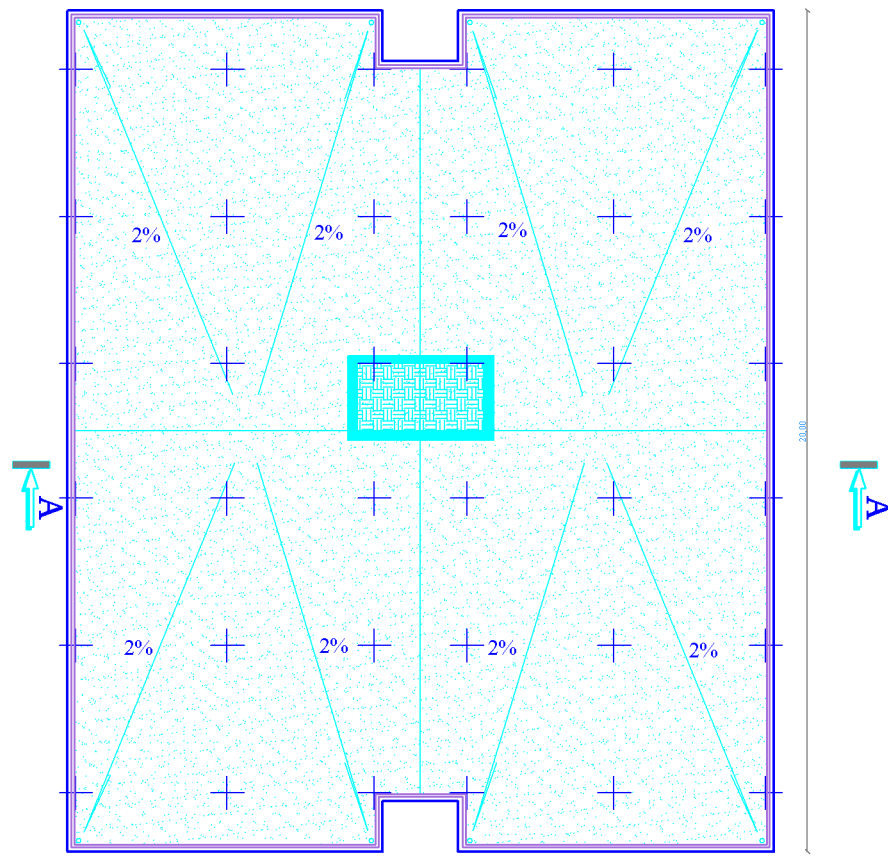
RDC



1er, 2eme étage

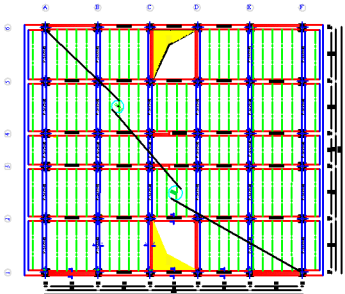
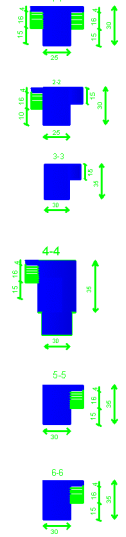


du 3eme au 8eme étage



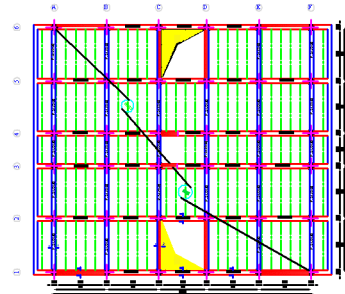
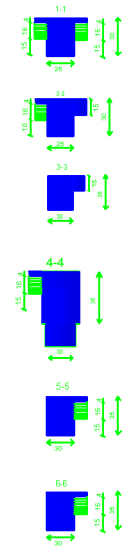
Plan toiture

Coupes



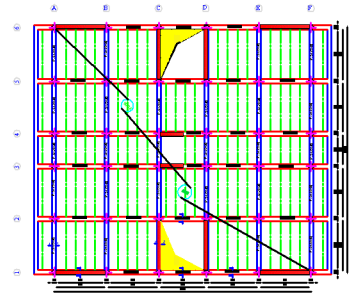
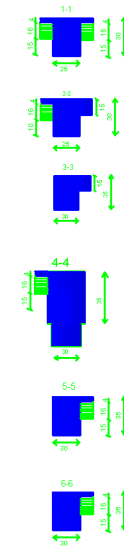
Plan de coffrage des planche en zone 1

Coupes



Plan de coffrage des planche en zone 2

Coupes



Plan de coffrage des planche en zone 3