

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

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

Option : construction civiles et industrielles

Thème

Etude d'une Structure R+5+ une toiture on dalle incline à usage d'habitation, ossature mixte contreventée par voiles.



Etudié par : Melle BOUADI Dalila

Dirigé par : Mr BOUHERAOUA Ali

Remerciements

Dans le cadre de la réalisation de mon étude sur une structure R+5+ toiture en dalle inclinée à usage d'habitation ossature mixte contreventée par voile, je tiens à remercier :

Monsieur BOUHRAOUA Ali, maître de conférences à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour avoir accepté de m'encadrer, et mis à ma disposition l'ensemble des informations nécessaires à la bonne réalisation de mon mémoire, ainsi que sa disponibilité à mon égard.

Tout le personnel du bureau d'étude URTO de Tizi-Ouzou ou j'ai fait mon stage pour l'aide qu'il m'a apporté.

Toutes les personnes qui m'ont aidée pour la réalisation de mon projet : Karim ; Meriem ; Djamel.

Tous les professeurs du département de Génie Civil en particulier Mr DAHMANI et ADJRAD.

Les membres du jury qui ont accepté d'examiner ce travail Mr KACHI ; Mr KANOUN ; HAMMAR.

Dédicaces

*J e dédie mon travail à toutes les
personnes qui me sont chères*

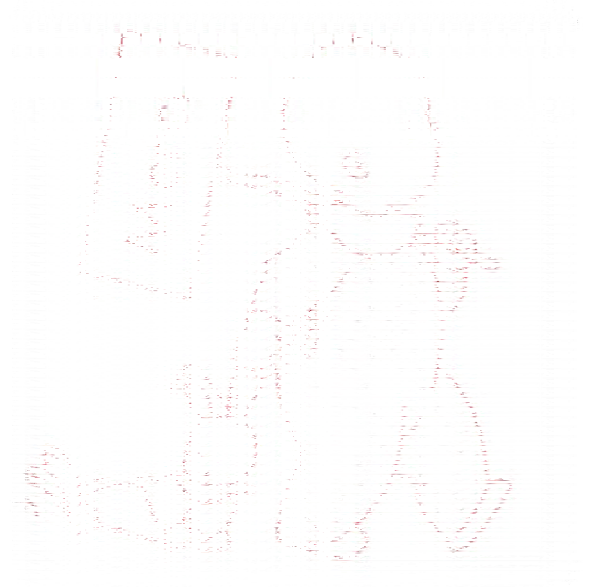
M a grand-mère (lah yerhemha)

M es parents.

M es sœurs.

M es ami(e)s.

M on chéri



SOMMAIRE



Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 08

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments 21

Chapitre III : Calcul des éléments 36

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification 113

Chapitre V : Ferrailage des poteaux 157

Chapitre VI : Ferrailage des poutres 178

Chapitre VII : Ferrailage des voiles 190

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure205

Conclusion générale

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays du monde, et très nombreux sont les professionnels qui adhèrent aux métiers du bâtiment et des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il lui aura fallu, au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout s'adapter aux nouvelles techniques de constructions qui offrent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

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

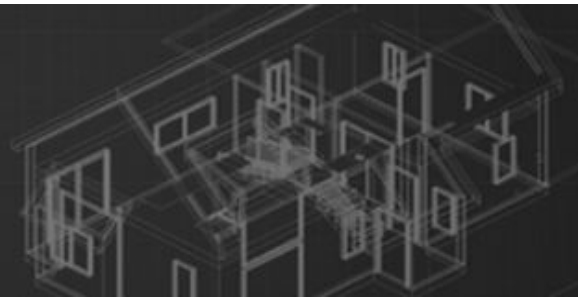
D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cycle de formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure (R +5+une toiture on dalle incline) à usage d'habitation, ossature mixte contreventée par voiles.

Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

CHAPITRE I



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION

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

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

I.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

Ce projet de fin d'étude consiste en l'étude et en calcul des éléments résistants d'un bâtiment(R+5) avec charpente en dalle inclinée en béton armé à usage d'habitation. Ce bâtiment sera implanté à IRDJEN dans la Wilaya de TIZI-OUZOU qui est classée par les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne », et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol meuble « S3 » d'une contrainte admissible $\sigma_{sol}=1,5\text{bars}$.

I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

a) Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....19.96 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.06 m
- Hauteur de l'étage courant.....3.06 m
- Hauteur de la charpente terrasse1.60 m

b) Dimensions en plan

- RDC et l'étage courant

- Longueur totale26.20 m
- Largeur totale16.35

- **La terrasse**

- Longueur total26.25 m
- Largeur totale16.80 m

I.4 ELEMENTS DE L'OUVRAGE

I.4.1 Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles (structure mixte).D'après le RPA 99 version 2003, pour toute structure dépassant une hauteur de 14m, en zone IIa, son contreventement est assuré par ce qui suit :

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et de poutres, disposés d'une façon telle qu'ils doivent :
 - Reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des surcharges horizontales,
 - Transmettre directement les efforts aux fondations.
- **Contreventement par voiles** : composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé. Les disposés dans les deux sens, transversal et longitudinal, ils assurent :
 - D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
 - Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

Ainsi ils minimisent les effets de torsion.

I.4.2 Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges,
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages,
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement,

Dans notre projet les planchers sont constitués de corps creux et des dalles pleines.

I.4.3 Les escaliers

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Dans notre cas, les escaliers seront constitués de paillasse et de palier en béton armé.

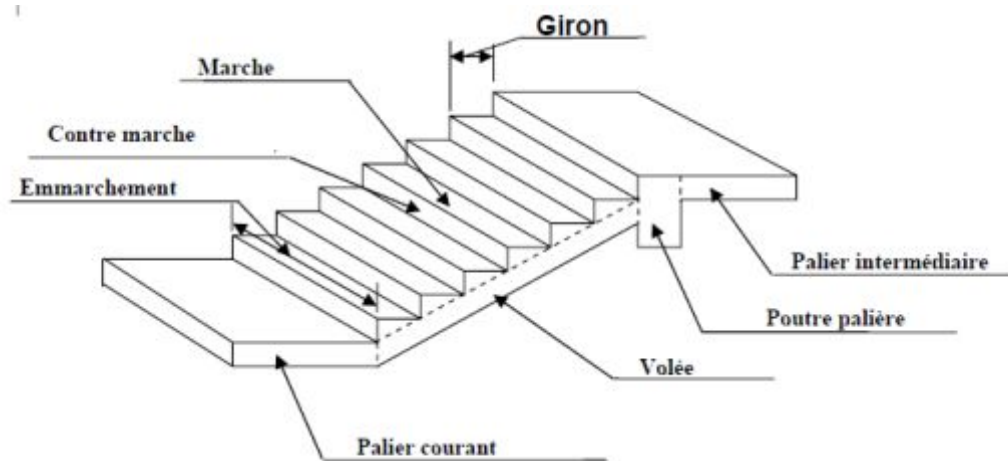


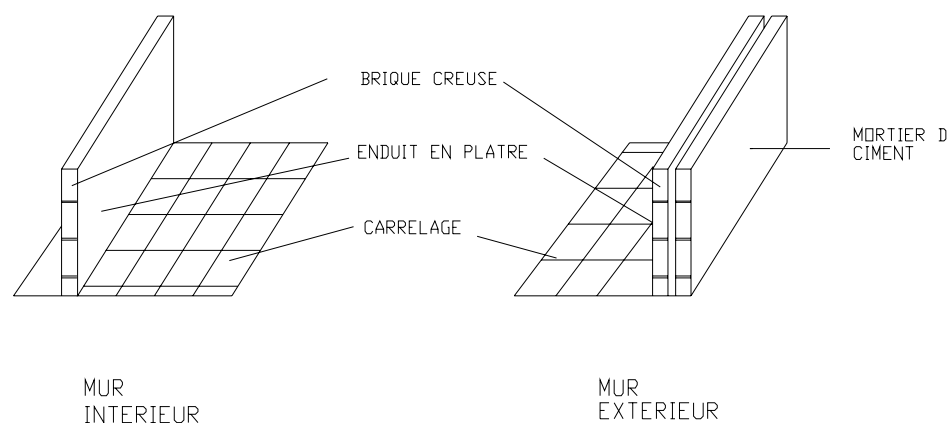
Figure I-1: Principaux termes relatifs à un escalier

I.4.4 Les séchoirs et les balcons

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

I.4.5 Maçonnerie

- Murs extérieurs : sont en briques creuses, composés de double cloison de 10cm, séparés d'une lame d'air de 5cm..... (10+5+10).
- Mur intérieur : cloison simple en brique de 10cm d'épaisseur,
-



I.4.6 Revêtements

Les revêtements utilisés sont :

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

I.4.7 Acrotère

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60(m) de hauteur et d'épaisseur de 15 cm, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I.4.8 Coffrage

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

I.4.9 Fondations

a-Définition

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

b -Fonctions des fondations

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

c- Différents types de fondations Il existe deux types de fondations :

➤ Les fondations superficielles

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

➤ Les fondations profondes

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

d- Facteurs de choix de type de fondation

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

I.4.10 Toiture

La toiture est composée d'une :

- **Charpente**

C'est la structure porteuse, dont la fonction est de supporter son poids.

La charpente doit assurer les fonctions suivantes :

- Supporter son poids propre (les demi-poteaux et les poutres de chainage),
- Porter les matériaux de couverture (les dalles inclinées),
- Résister aux pressions et dépressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre,
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.

- **Couverture**

Sa fonction est de rendre imperméable la construction par des matériaux tels que les dalles inclinées pour la charpente en béton armé.

I.5 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

I.5.1 LE BETON

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

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

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

Le dosage courant par 1m³ sera comme suit :

- Granulats

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

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

- Ciment :350 kg/m³.

- Eau de gâchage :150 à 200 L.

▪ RESISTANCE CARACTERISTIQUE DU BETON A LA COMPRESSION

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

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

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

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

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

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

▪ RESISTANCE CARACTERISTIQUE DU BETON A LA TRACTION

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

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

$$\text{D'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

▪ CONTRAINTE LIMITE DU BETON

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

A. ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

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

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.50$ pour situation courante

$\gamma_b = 1.15$ pour situation accidentelle

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

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

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

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

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bc} = 14,2$ MPa

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$ on aura $f_{bc} = 18,48$ MPa

• Diagramme Contrainte – Déformation :

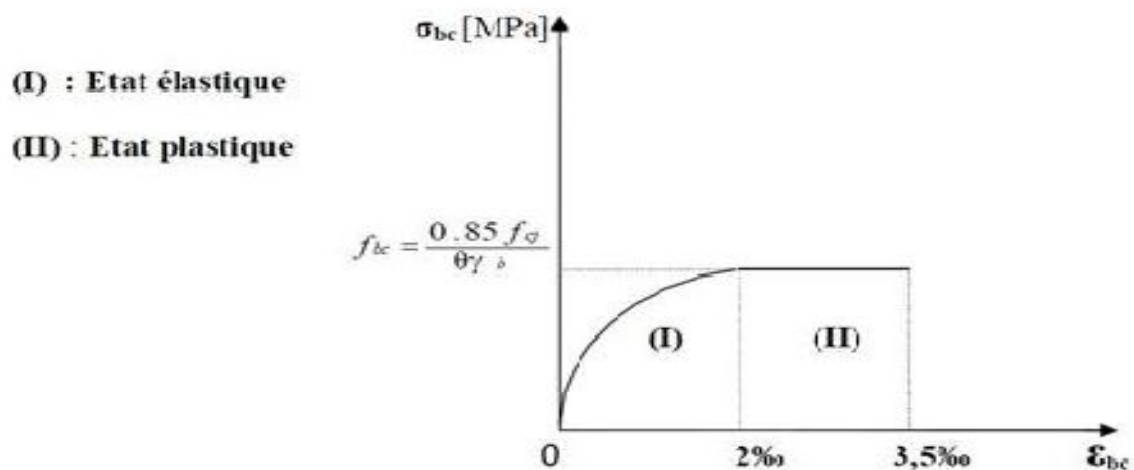


Figure I-1 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

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

B. ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS)

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

- LA CONTRAINTE DANS LE BETON EST LIMITEE A

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

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

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

- Diagramme de contrainte déformation

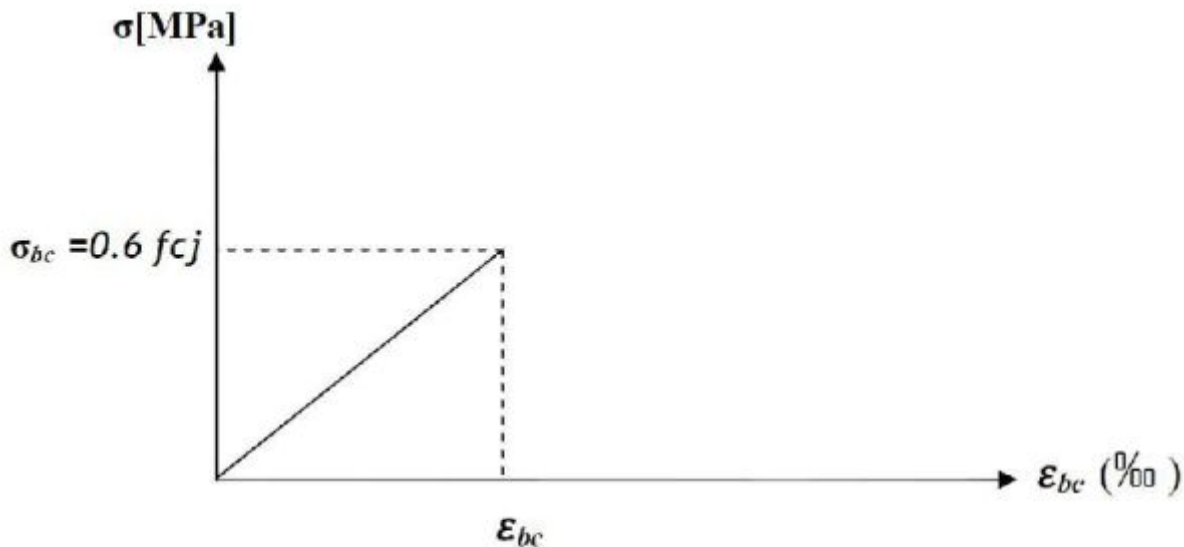


Figure I-2 Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS

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

Elle est donnée par la formule suivante :

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

V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée

b : valeur de la largeur de la section cisailée

d : hauteur utile

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

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

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

I.5.2 MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE

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

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

1° MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE

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

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

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

2° MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE

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

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

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

I.5.3 MODULE DE DEFORMATION TRANSVERSALE

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

Avec : E : Module de Young.

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

Il est égale à :

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

I.5.4 ACIERS

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

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

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

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

Tableau.1 : caractéristiques des aciers

▪ MODULE D'ELASTICITE LONGITUDINALE DES ACIERS

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

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

I.5.5 CONTRAINTE LIMITE

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

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

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

$\gamma_s=1.00$ situation accidentelle.

B. CONTRAINTE LIMITE DE SERVICE (ELS)

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

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

1- FISSURATION PEU NUISIBLE

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

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

2- FISSURATION PREJUDICIALE

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

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \{f_e, \max (0.5f_e ; 110\sqrt{t_j})\}$$

(Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99).

3- FISSURATION TRES PREJUDICIALE

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

(Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99).

Avec : η : coefficient de fissuration.

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

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

$\eta = 1.0$ pour les ronds lisses.

- **DIAGRAMMES DES CONTRAINTES – DEFORMATIONS DE CALCUL** (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99).

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

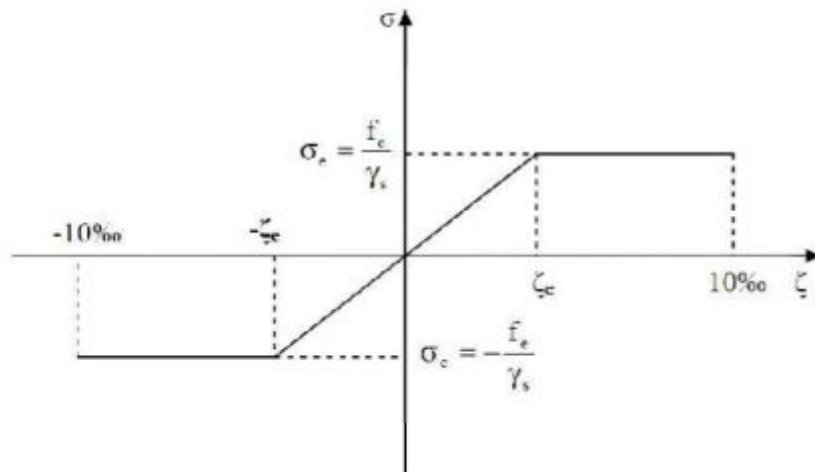


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

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

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

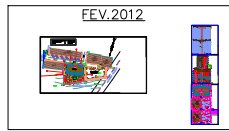
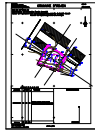
C. PROTECTION DES ARMATURES (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99)

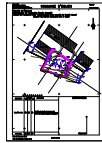
Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

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

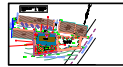
Conclusion

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.





FEV.2012



CHAPITRE II



PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

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

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux. En utilisant les règlements (RPA99/V2003) et BAEL99, CBA93.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments

II .2.A. Les planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux de la structure limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils assurent deux fonctions essentielles.

- **Une fonction de résistance mécanique** ; Qui consiste en la capacité du plancher à supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et les transmet aux éléments porteurs de la structure.
- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique et d'étanchéité**, Qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

Dans le cas de notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

❖ **Plancher à corps creux**

Il s'agit de planchers ,constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4à6cm d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place, armée par un treillis soudé de nuance(FE520)dont les mailles ne dépassants pas :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

-30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

ht : épaisseur de la dalle.

L : portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

Remarque

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm²exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : $L = 410 - 25 = 385\text{cm}$

$$ht \geq \frac{385}{22,5} = 17.11\text{cm}$$

On prend **ht = 20cm.**

On optera pour un plancher d'une épaisseur de $h_t = (16+4)$ cm, soit :

16cm : épaisseur du corps creux.

4cm : épaisseur de la dalle de compression.

Il sera valable pour tous les planchers

Dalle de compression

Treillis soudé

Poutrelle

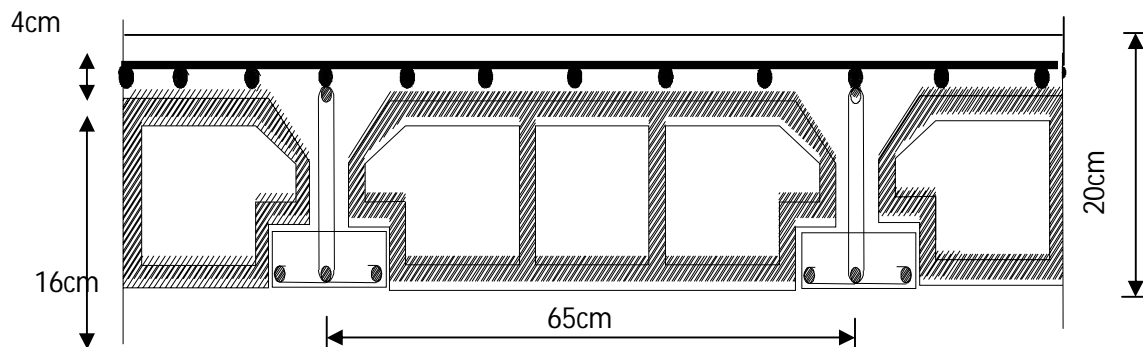


Fig.II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

❖ Dalle pleine

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation suivantes et des conditions d'appui.

1) condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons et les séchoirs est donnée par la formule : $e \geq L_0/10$.

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1.50\text{m}$ $e_1 \geq 1.50/10 = 0.15\text{m}$.

On adoptera pour une épaisseur : $e_1 = 15\text{cm}$.

2) Résistance au feu

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm

$e_2 = 11\text{cm}$.

3) Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, L'isolation acoustique(L) est proportionnelle au logarithme de la masse(M).

$$L = 13.3 \log(10M) \quad \text{si } M \geq 200 \text{Kg/m}^2$$

$$L = 15 \log(M) + 9 \quad \text{si } M < 200 \text{Kg/m}^2$$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350Kg/m^2 . D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = M/2500 = 350/2500 = 0.14\text{m}$$

$$e_3 = 14\text{cm.}$$

Tel que : poids volumique du béton armé qui égale à $\gamma = 2500\text{daN /m}^3$.

Donc : $e = \max (15, 11, 14) = 15\text{cm}$

On adoptera une épaisseur de : $e = 15\text{cm}$.

II .2.B Les poutres

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BEAL 91, CBA93 comme suit :

Hauteur de la poutre :

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 ;$$

Largeur de la poutre :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t ;$$

h_t : Hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis de la travée considérée.

L'article (7.5.1) du RPA exige les conditions telles que :

$$\text{➤ } h \geq 30\text{cm}$$

$$\text{➤ } b \geq 20\text{cm}$$

$$\text{➤ } h / b \leq 4$$

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

-Poutres principales (ou porteuses)

-Poutres secondaires.

a- Poutres principales

Hauteur :

$$\text{On a } L = 480 - 25 = 455\text{cm}$$

$$\text{D'où : } 455/15 \leq h_t \leq 455/10 \Rightarrow 30,33 \leq h_t \leq 45,5\text{cm}$$

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

Largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

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

b- Poutres secondaires

Hauteur :

On a $l = 410 - 25 = 385 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } 385/15 \leq h_t \leq 385/10 \Rightarrow 25,66 \leq h_t \leq 38,5 \text{ cm}$$

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

Largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

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

VERIFICATION :

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	35cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

Poutre principale :(30x40) cm²

Poutre secondaire :(30x35) cm²

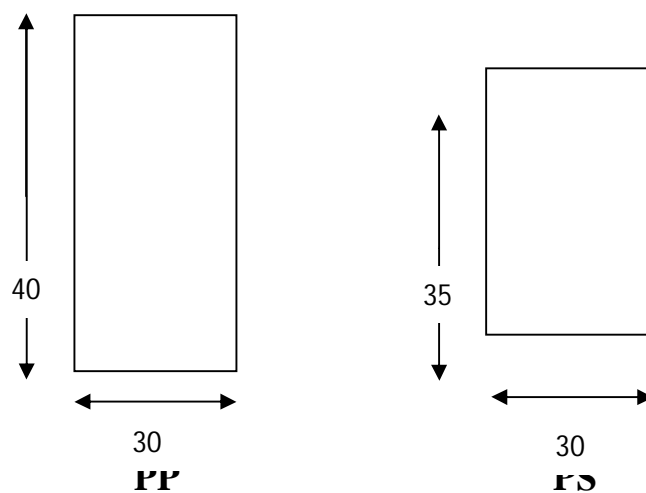


Fig. II.2.Dimension des poutres

II.2.C L'acrotère

On a $h_t = 60\text{cm}$

Charge permanente G

$$G = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

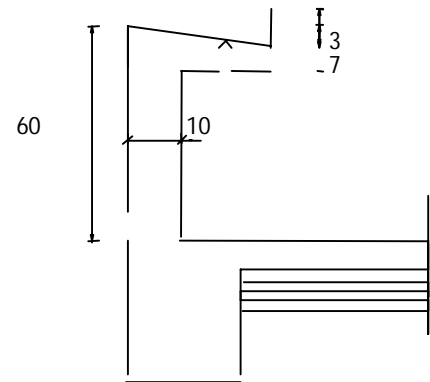


Figure II-3 : Coupe verticale de l'acrotère

II .3 Les charges permanentes

a) plancher terrasse (inaccessible)

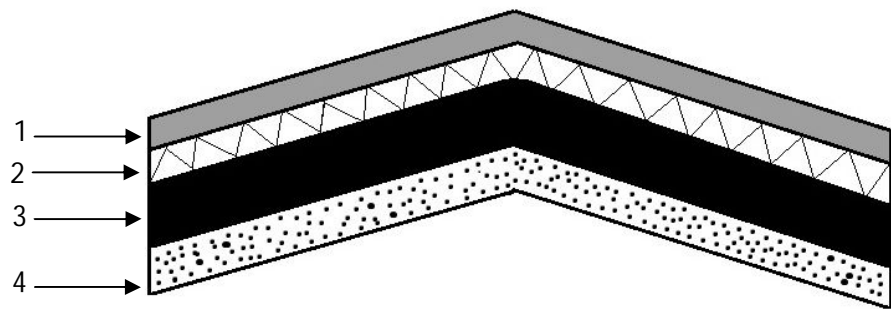


Figure II.3.a : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G_i (KN/m ²)
01	Tuiles	14	0.2	0.88
02	Mortier de pose pour tuiles	17	0.05	0.30
03	Plancher en corps creux (16+4)	14	0.2	2.85
04	Faux plafond en latte et roseau+ plâtre	22	0.05	0.50
			Totale $G_t = 4.53 \text{ KN/m}^2$	

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrass

b) Etage courant, RDC

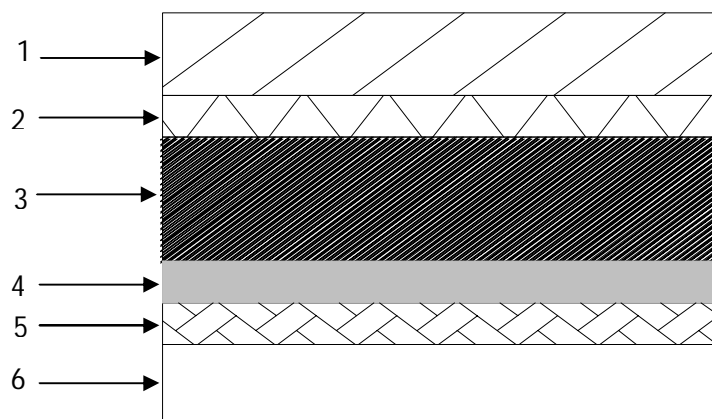


Figure II.3.b: Coupe transversale du plancher en corps creux.

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Valeur de i	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur	Charge G_t (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.44
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en corps creux	14	0.2	2.85
05	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
06	Cloisons	/	/	0.90
				Totale $G_t = 5.19$ KN/m²

Tableau II.3: Valeur de charge permanente G_t .

c) Plancher dalle pleine

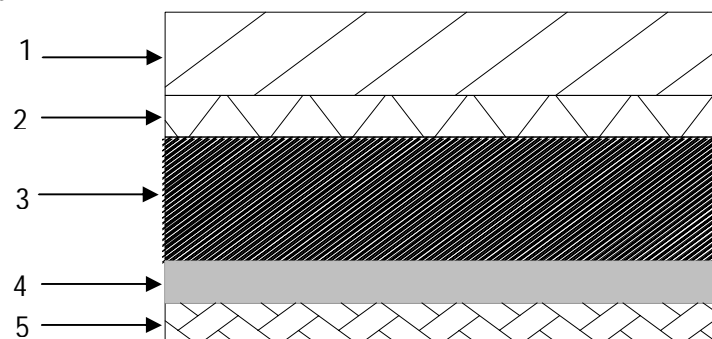


Figure II.3.C: Coupe transversale du plancher dalle pleine

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G_i (KN/m ²)
01	Carrelage scellé	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
05	Enduit ciment	18	0.02	0.36
			Totale $G_t = 5.31 \text{ KN/m}^2$	

Tableau II.4: Valeur de charge permanente G_t .

d) Maçonnerie

➤ Mur extérieur

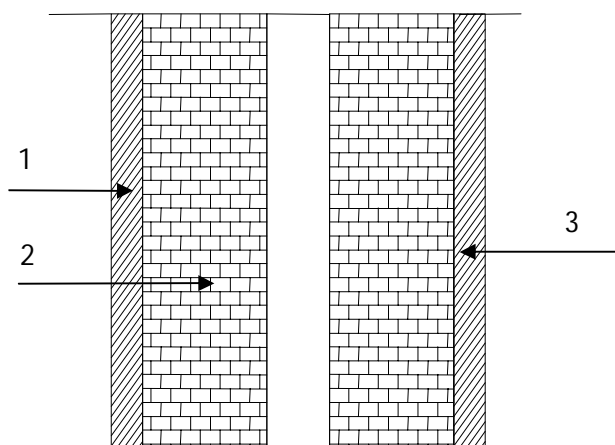


Figure II.7.d : Coupe vertical de mur

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	Charge G (KN/m ²)
01	Mortier de ciment	20	0.02	0.40
02	Brique creuse	9	0.1x2	1.8
03	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
			Totale $G = 2.40 \text{ KN/m}^2$	

Tableau II.5 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

II. 4 Les surcharges d'exploitations

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

Eléments	Surcharges (Q) [KN/m ²]
Acrotère	1.00 \longrightarrow
Terrasse inaccessible	1.00 \downarrow
Plancher étage courant	1.50 \downarrow
les balcons	3.50 \downarrow
Escalier	2.50 \downarrow

II.5 Les poteaux

▪ Etapes de pré dimensionnement (calcul)

D'après le dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant résultant :

Comme on ne connaît pas le moment on peut approcher par l'inertie.

$M_{spot} + M_{npot} \geq 1.25 (M_{epout} + M_{wpout})$.pour éviter l'apparition de rotule plastique dans les poteaux.

On a: $\sigma = MV/I$ ~~$M = \sigma I/V$~~

$$\sigma \cdot I_{spot} / V + \sigma I_{npot} / V \geq 1.25 (\sigma I_{epout} / V + \sigma I_{wpout} / V)$$

$$I_{spot} + I_{npot} \geq 1.25 (I_{epout} + I_{wpout})$$

$$2I_{pot} \geq 1.25(2I_{pout})$$

$$I_{pot} \geq 1.25(I_{pout})$$

- La section de la poutre principale est (30x40) cm².

$$\begin{aligned}
 I_{pout} &= \frac{bxh^3}{12} = 0.3 \times 0.4^3 / 12 = 1.6 \times 10^{-3} m^4 \\
 &= 1.6 \times 10^5 cm^2 \times 1, 25 \\
 &= 2 \times 10^5 cm^4
 \end{aligned}$$

Il faut qu'on trouve : $I_{pot} \geq 2 \times 10^5 cm^4$

On commence par la condition minimale de RPA.

(25X25) cm².

$I_{pot} = 25^4/12 = 3.25 \times 10^4 \text{ cm}^4$ — Condition non vérifiée.

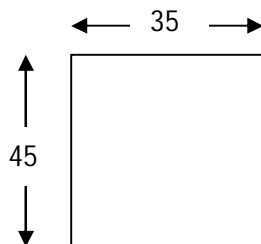
(30X30) cm².

$I_{pot} = 30^4/12 = 6.75 \times 10^4 \text{ cm}^4$ — Condition non vérifiée.

(35X45) cm².

$I_{pot} = 35 \times 45^3/12 = 2.65 \times 10^5 \text{ cm}^4$ — Condition vérifiée.

Donc la section de poteau pour tous les niveaux est de (35X45) cm²



🔧 **Vérification relative au coffrage** (RPA 99 version 2003 Art 7.4.1)

Poteaux

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e)

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

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Poteau (35x45) :

$$\min(35, 45) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$\min(35, 45) = 35 \text{ cm} \geq \frac{308}{20}$$

$$= 35 \text{ cm} > 15.4 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{25}{25} = 1 < 4$$

⇒ Les conditions sont vérifiées

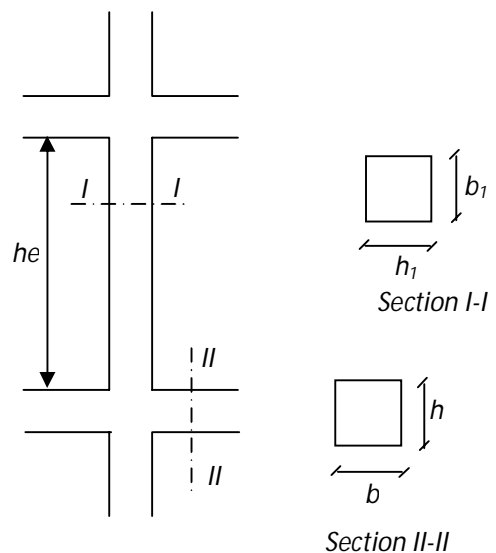


Fig.II.8.Coffrage des poteaux.

Conclusion

Toutes les conditions relatives à l'Art. 7.4.1 du RPA99 version 2003 sont vérifiées.

🚦 Vérification au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$).

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3 / 12$

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

l

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

1-Poteaux de rez-de-chaussée et d'étage courant (35x45)

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,08 = 2,156 \text{ m}$$

$$I = 0,35 \times 0,45^3 / 12 = 2,65 \text{ ML} \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$B = 0,35 \times 0,45 = 0,1575 \text{ m}^2$$

$$i = 0,129 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \lambda = 2,156/0,129 = 16,71 < 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Conclusion

Pas de risque de flambement

II.6 Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99 version 2003 leurs Pré dimensionnements se feront comme suite :

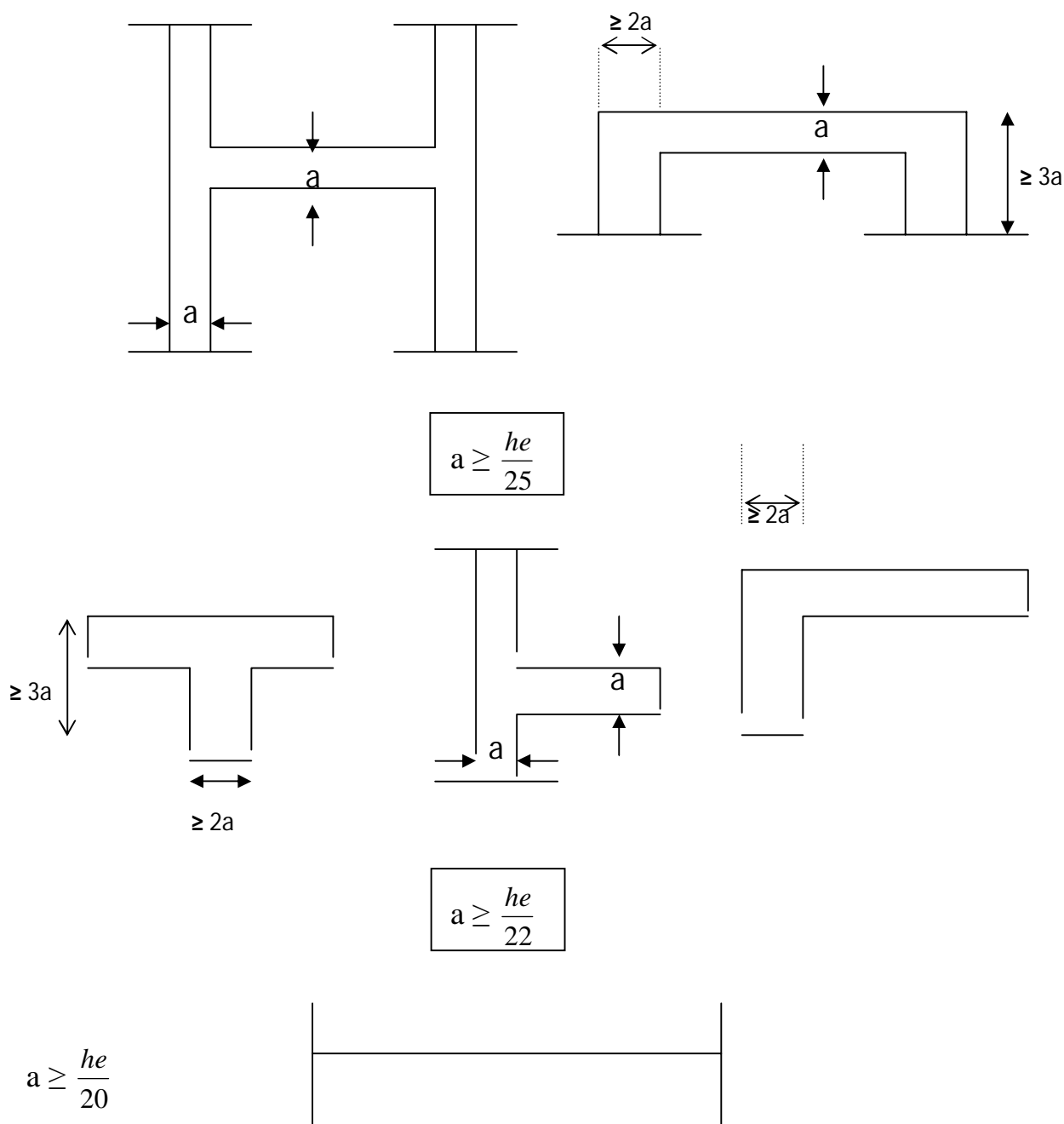


Fig. II.9 : Coupe de voile en plan.

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage.

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

On a : $h_e = h - e_p$

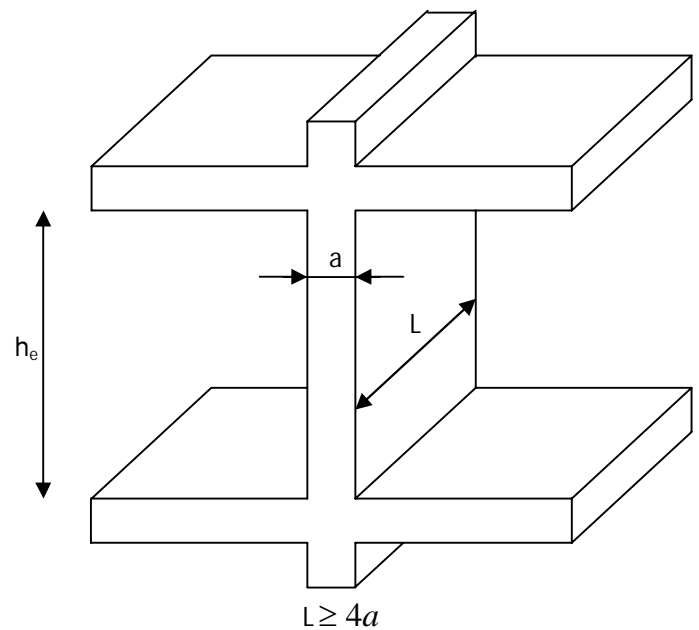


Fig. II.10 Coupe d'un voile en élévation

Pour rez-de-chaussée et les étages courants:

On a: $h_e = 306 - 20 = 286$ cm

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$

- $a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm.} \dots \dots \dots \textbf{vérifiée.}$
- $L \geq 4.a \Rightarrow 310 > 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \textbf{vérifiée .}$

Conclusion

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- ❖ Hauteur du plancher en corps creux $h_t = \rightarrow 20\text{cm}$.
- ❖ Epaisseur de la dalle pleine = $\rightarrow 15\text{cm}$
- ❖ Epaisseur des voiles : RDC et Etages courants $a = \rightarrow 20\text{cm}$.
- ❖ Section des poutres :

Poutres principales $\rightarrow (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires $\rightarrow (30 \times 35) \text{ cm}^2$

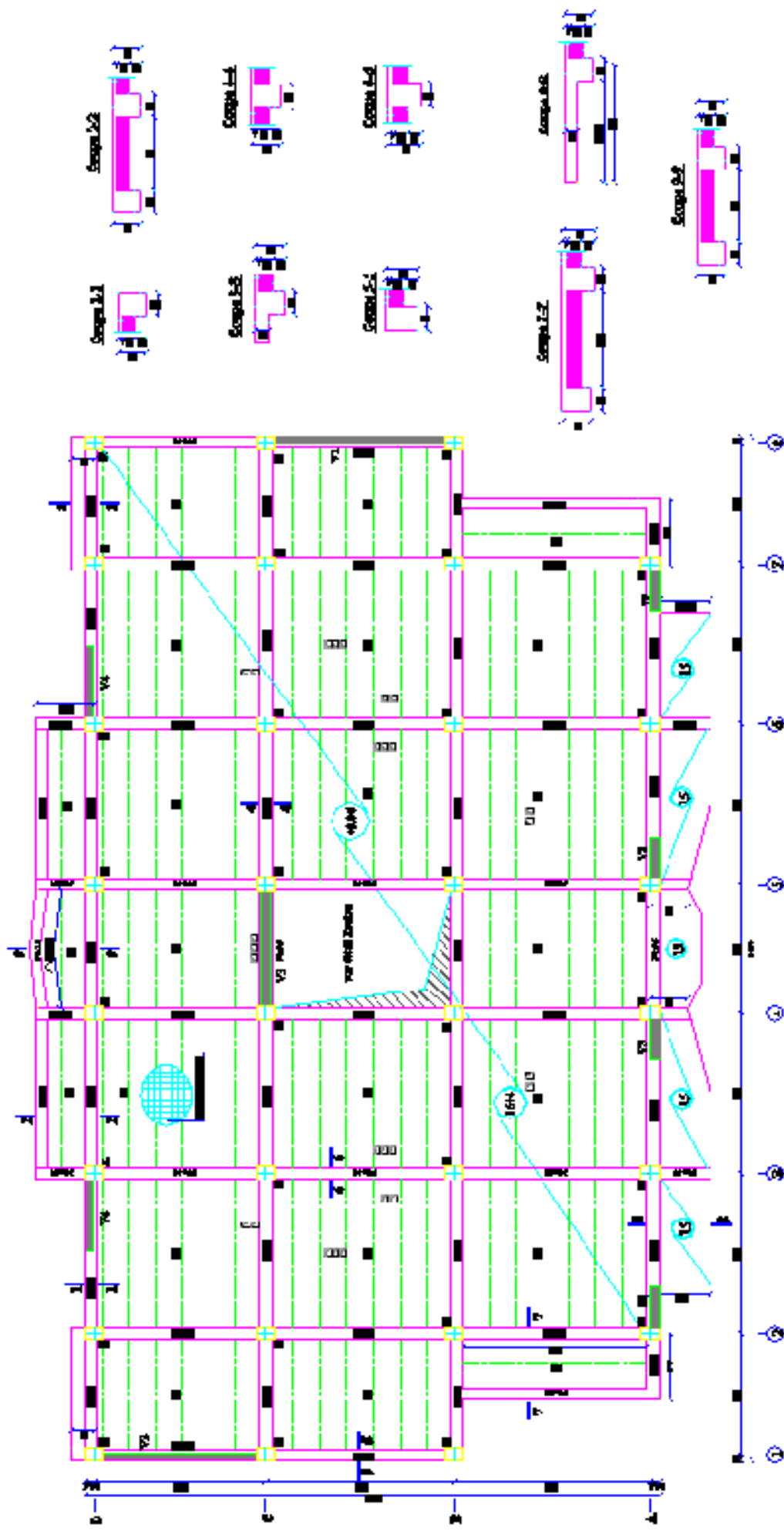
- ❖ Section des poteaux $(35 \times 45) \text{ cm}^2$

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent

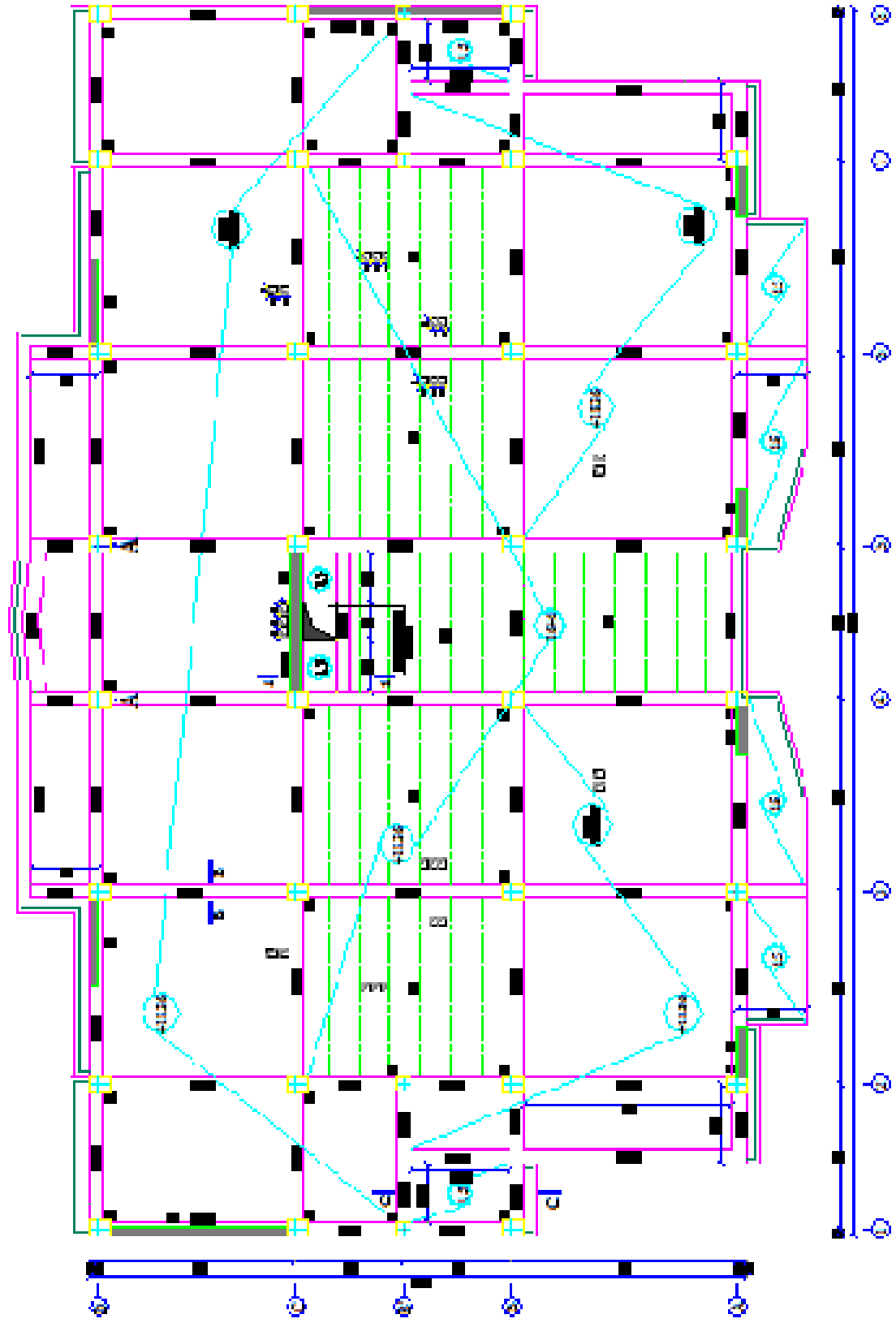
CONCRETE FOUNDATION

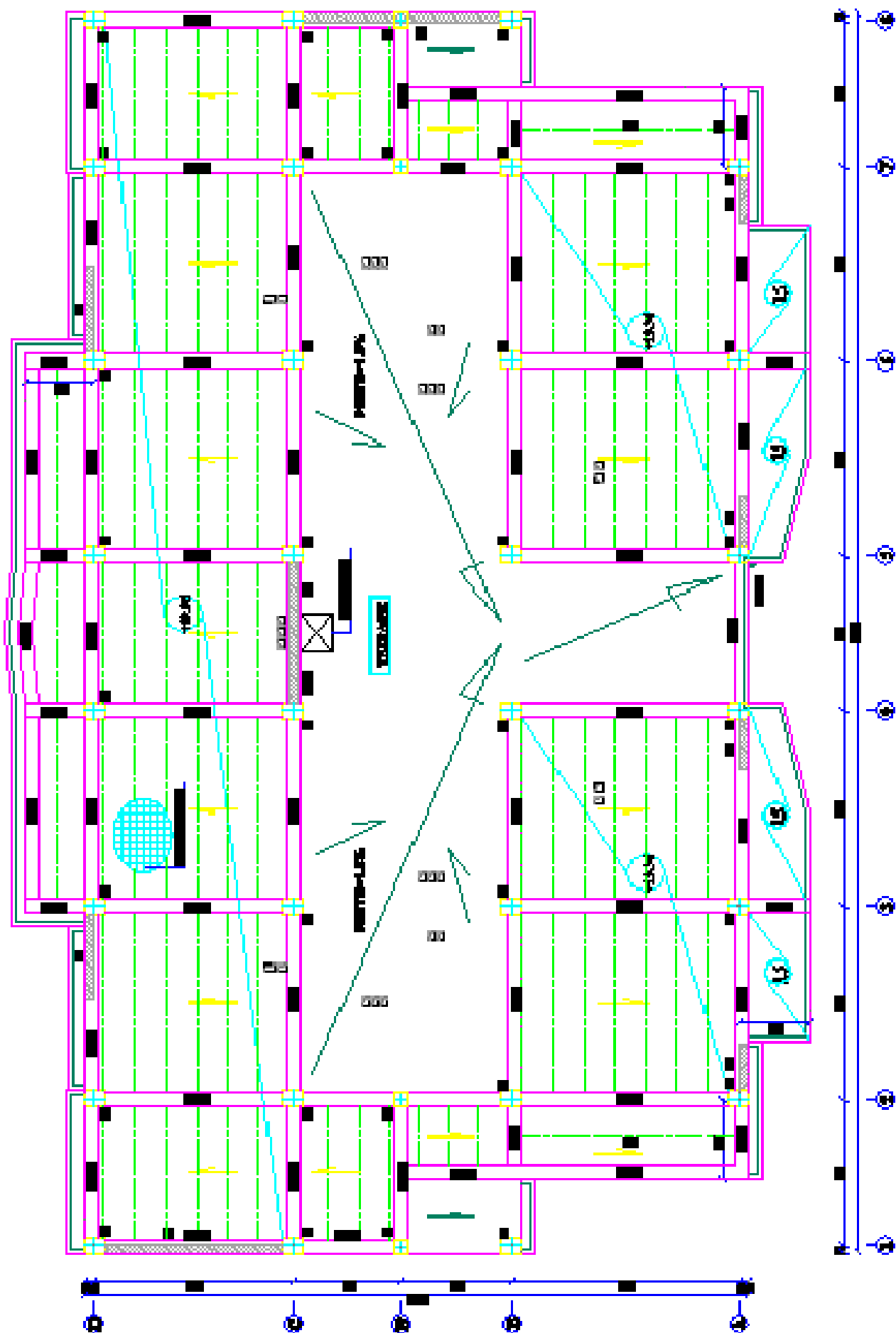


COFFRAGE PLANCHER. NIV.+3.06

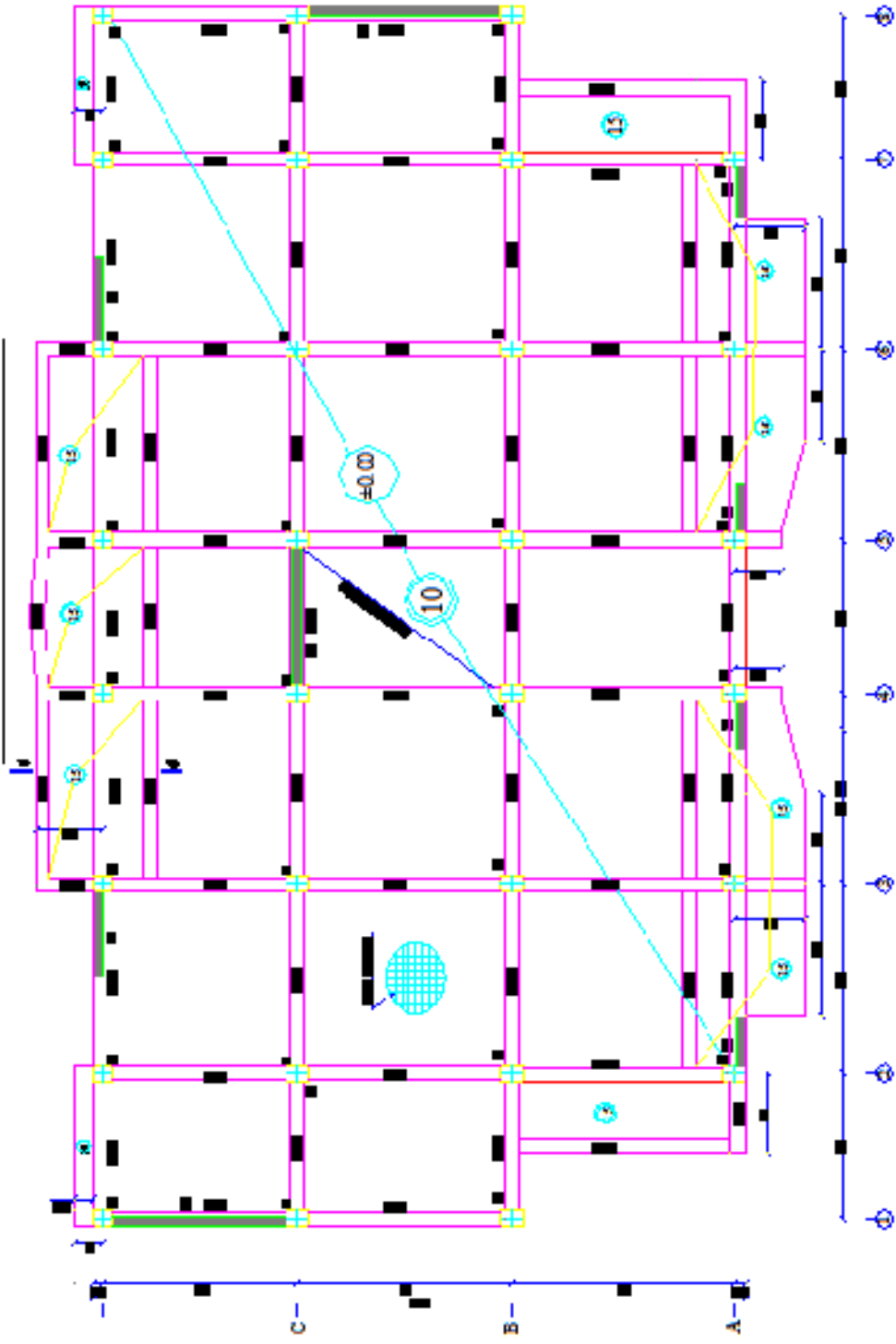


PLANCHER INCLINE

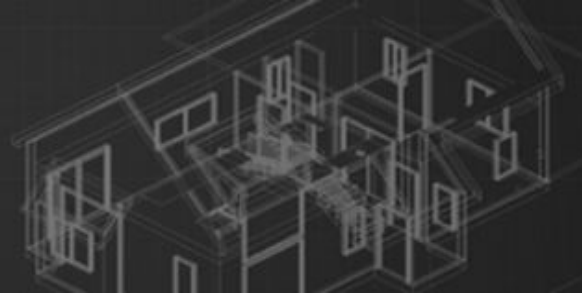




COFFRAGE NIV: ± 0.00



CHAPITRE III



CALCUL DES ELEMENTS

Chapitre III

CALCUL DES ELEMENTS

INTRODUCTION

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

III .A L'ACROTERE

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- * Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- * Un moment dû à la surcharge (**Q**)

Il a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades

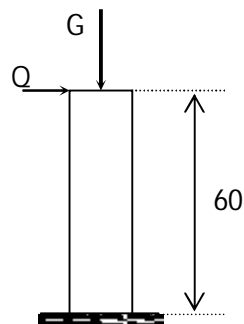


Fig III.A.1 Schéma

III.A.1 PRINCIPE DE CALCUL

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

III.A.2 Caractéristiques géométriques de l'acrotère

La hauteur : $h = 60\text{cm}$; l'épaisseur : $h_0 = 10\text{cm}$

L'enrobage : $c = c' = 2\text{cm}$; la surface : $0,0685\text{m}^2$

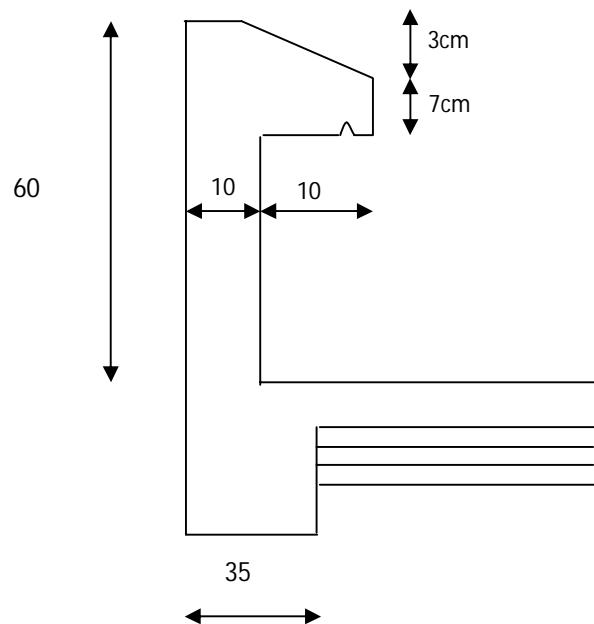


Fig.III.A .2 Coupe verticale de l'acrotère

III.A.3 Calcul des sollicitations

• Le chargement

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_b \times S = 25 \times 0,0685 = 1.713\text{kN} / \text{ml}$

ρ_b : Masse volumique du béton = 25KN/m^3

S : Section longitudinale de l'acrotère.

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

- **Calcul des sollicitations**

Effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1\text{m}$ (de largeur).

$$N = 1.713 \times 1 = \mathbf{1.713 \text{ KN.}}$$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = \mathbf{1 \text{ KN.}}$

Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$

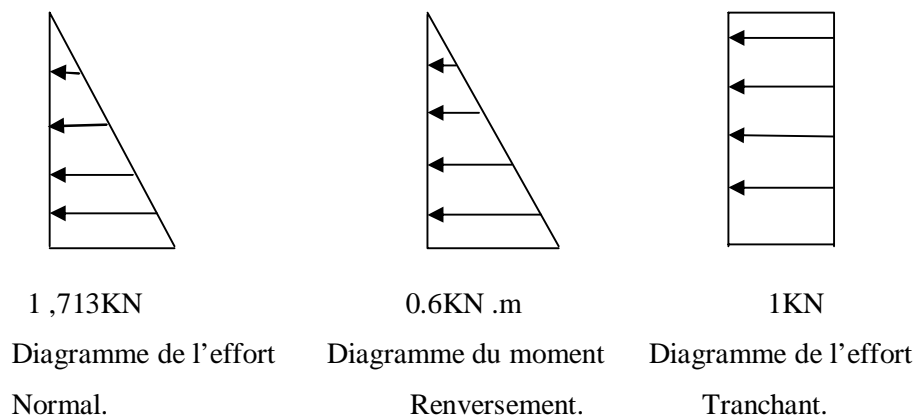


Fig.III.A.3 Diagramme des efforts internes

III.A.4 Les combinaisons de charges

a) ELU : La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35N = 1.35 \times 1.713 = 2.313 \text{ KN.}$$

$$T_u = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

b) ELS : La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$

$$N_s = N = 1.713 \text{ KN.}$$

$$T_s = T = 1.5 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 0.6 \text{ KN.m}$$

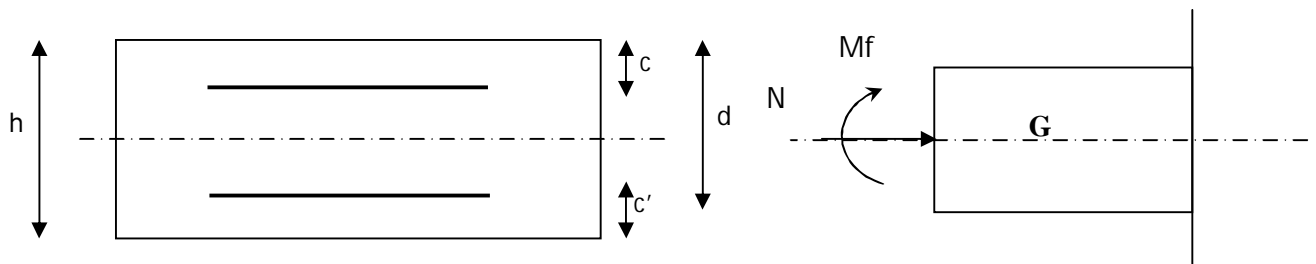
III.A.5 Ferrailage

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

☞ Remarque

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

Le ferrailage revient à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10\text{cm}$ et de largeur $b = 1\text{ m} = 100\text{ cm}$). Pour se faire, on utilise l'organigramme de calcul, approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .



Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$D = h - c$: hauteur utile.

M_f = moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.A.6 Calcul à L'ELU

a)- Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,313} = 0,39\text{m} = 40\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \quad \Rightarrow \quad e_u > \frac{h}{2} - c$$

Avec :

M_u : Moment dus à la compression ;

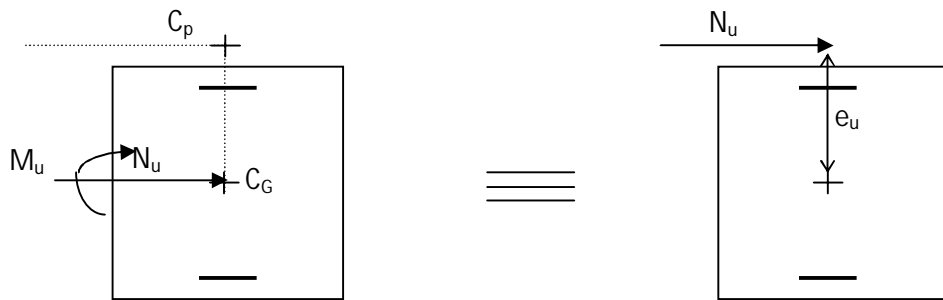
N_u : Effort de compression.

Eu : Excentricité.

a : Distance entre le CDG de la section et de CDG des armatures tendues.

Donc : $e_u > a$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).



b)- Calcul en flexion simple

✓ Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.313 \times (0.03) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.97 \text{ KN.m}$$

✓ Moment réduit

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.9945$$

✓ Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.9945 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.350 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

La section des armatures réelles:

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,350 - \frac{2,313}{34,8} = 0,284 \text{ cm}^2$$

III.A.7 Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL 91, CBA93)

$$A_{\min} \leq A$$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A = 0,284 \text{ cm}^2$$

Conclusion

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

$$A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **$A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$** avec : un espacement **$St = 25 \text{ cm}$**

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit : **$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$** avec : un espacement **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

2. Vérification au cisaillement (ART : 5.1.21.BAEL91 ; CBA93).

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{Avec} \quad V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 8} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée ;

Conclusion : Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres (ARTA.6.1.3-BAEL91, CBA93).

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

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

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. Longueur de scellement droit (ART A.1.2.2-BAEL 91, CBA93)

$$L_s = 40 \Phi \quad \{\text{pour FeE 400}\}$$

$$L_s = 50 \Phi \quad \text{pour FeE 500 et les ronds lisses.}$$

Dans notre cas : FeE400 $\Rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$.

III.A.8 Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Donc on doit vérifier les conditions suivantes :

-La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

-La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

• Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

$$\text{Avec : } n : \text{coefficient de fissuration} \quad \begin{cases} n = 1,6 & \text{pour les HA} \\ n = 1 & \text{pour les RL} \end{cases}$$

Dans notre cas : $n = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[266,66; \max(200; 201,63)] \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,9205$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.9205 \times 8 \times 2.01} = 46.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 46.33 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \sigma_{bc} = K. \sigma_s$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\alpha = 3(1-B) = 3(1-0.9205) = 0.239$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0.239}{15(1-0.239)} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = K. \sigma_s = 0.021 \times 46.33 = 0.973 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.973 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III.A.9 Vérification de l'acrotère au séisme

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4.A. C_p. W_p$$

A : coefficient de zone, dans notre cas (Zone II_a, groupe d'usage 2)

$$A = 0.15 \text{ (ART4 .2.3tab4-1)}$$

C_p : Facteur de force horizontale : C_p = 0,8.

W_p : Poids de l'acrotère = 1,713 kN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.713 = 0.822 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

Conclusion : Suite aux différents calculs et vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St=25cm**.

Armatures de répartition : **4HA8** avec un espacement **St=25cm**.

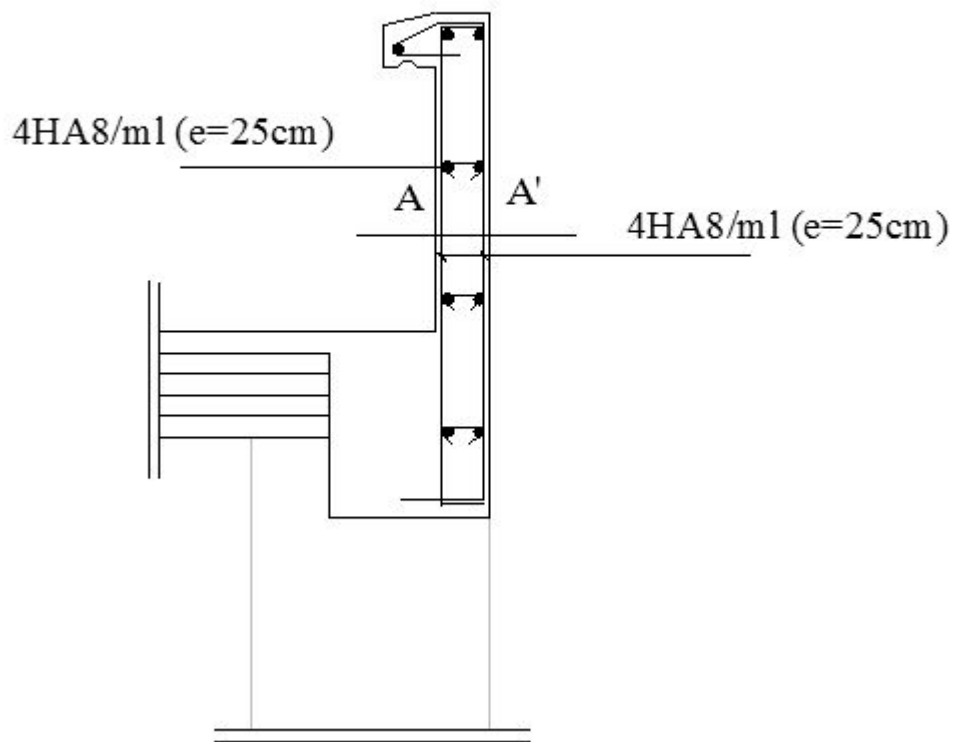


Fig III .A.4 : Coupe en élévation.

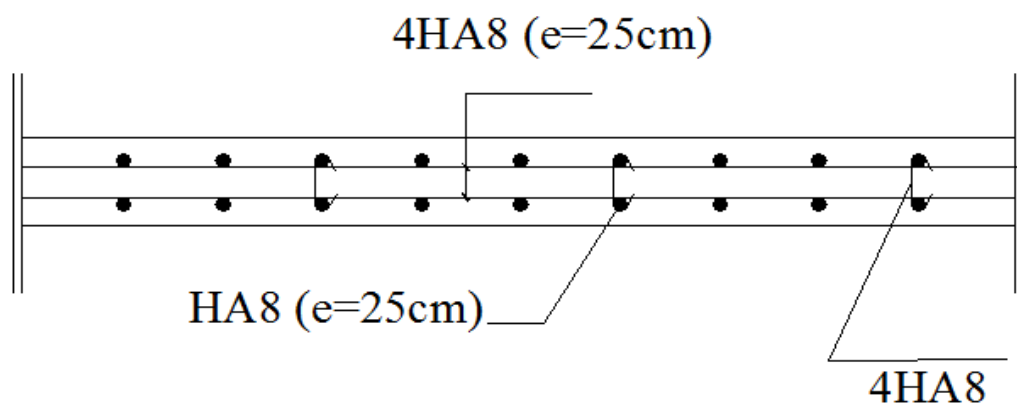


Fig III.A.5 Coupe AA.

III.B PLANCHERS

Introduction

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm.

Ils sont constitués de :

- ❖ Nervures appelées poutrelles.
- ❖ Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- ❖ Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

III.B.1 Dalle de compression

Epaisseur **ep = 4cm**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on utilise du treillis soudé TLS520, pour le BAEL91 (Art.6.8.423), CBA93.

$\emptyset \leq 6\text{mm}$ dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les barres (A_{\perp}) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33cm : pour les barres ($A_{//}$) parallèles aux poutrelles (nervures).

- **Calcul des armatures**

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

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

$$D'où \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

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

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.

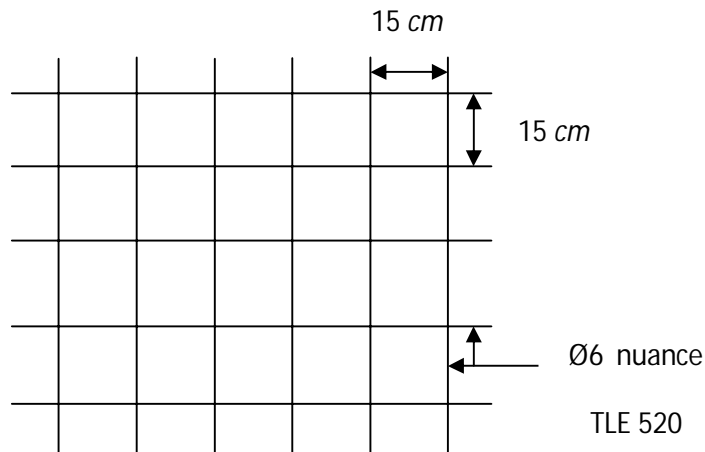
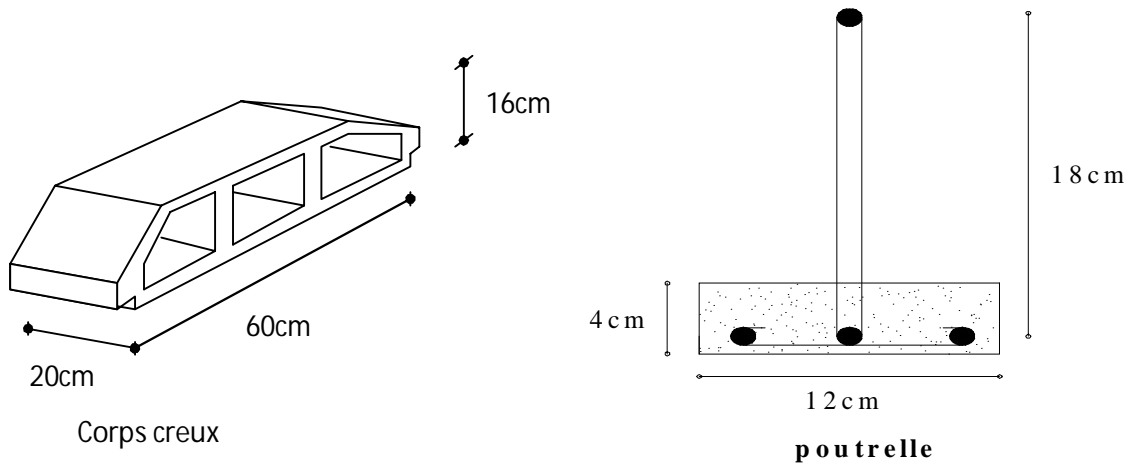


Fig.III.B : Treille soudées de 15x15cm²



III.B.2 Etude des poutrelles

Dans notre bâtiment les poutrelles à étudier sont :

- 1) Poutrelles des planchers à trois, cinq et sept travée.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

❖ **1^{ère} étape** : avant coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

▪ **Charges permanentes**

-Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml}$

-Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN / ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

• **Charges d'exploitation (surcharge)**

Poids de l'ouvrier (1KN/ml) : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

• **Combinaison de charges à l'ELU**

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

• **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \ell^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.10)^2}{8} = 5.25 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \ell}{2} = \frac{2.5 \times 4.10}{2} = 5.125 \text{ KN.}$$

• **Calcul de l'effort tranchant**

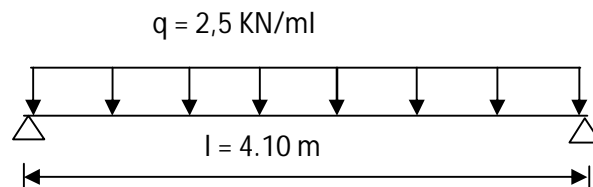


Figure III.B.2 Schéma statique de la travée poutrelle

• **Calcul des armatures**

✓ Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.25 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.70$$

$$\mu_b = 7.70 > 0.392$$

⇒ Donc notre Section est doublement armée

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser vue à la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

❖ **2^{ème} étape :** Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions : (BAEL .Art A.4.1.3), CBA93.

- **Largeur de la table (b)**

$$b = 2b_1 + b_0$$

$2b_1$: Les débords

$b_0 = 12$ cm, base de la nervure

$h_0 = 4$ cm, hauteur de la dalle de compression

$h = 20$ cm

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}, 8h_0 \right\}$$

L_0 : distance entre deux poutrelles
Voisines.

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : largeur de la plus grande travée

$$L = 4.10 \text{ cm}$$

D'où :

$$b_1 \leq \min \{ 41, 26.5, 32 \} = 26.5 \text{ cm}$$

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

a) Détermination des charges revenant à la poutre (P)

- **Charges permanentes G**

$$G = G_p \times b = 5.19 \times 0.65 = 3.374 \text{ KN/ml}$$

- **Charges exploitation Q**

$$Q = Q_p \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

- **Combinaisons des charges**

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.374 + 1.5 \times 0.975$$

$$q_u = 6.0174 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 3.374 + 0.975$$

$$q_s = 4.349 \text{ KN/ml}$$

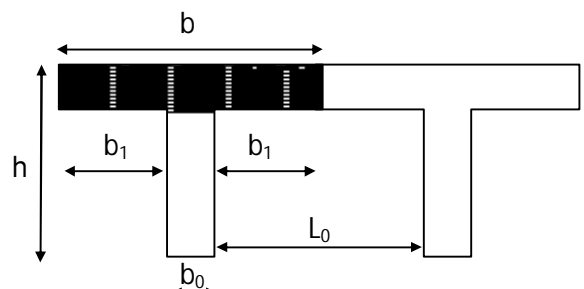


Fig.III.B.3 Construction de la section en T

b) Choix de la méthode

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

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthodes trois moments.

• Calcul des moments et des efforts tranchants

- ✓ **Méthode de calcul** : 1^{er} choix

Méthode forfaitaire

- ✓ **Domaine d'application**

-La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

$$Q \leq \max \{ 2xG ; 5\text{KN/ml} \}$$

$$Q = 0.975\text{KN/ml} \leq \max \{ 2x 3.374 = 6.748\text{KN/ml} ; 5\text{KN/m} \} \quad \text{condition vérifiée.}$$

-Bâtiment à usage d'habitation donc fissuration non préjudiciable. Condition vérifiée.

-La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections. La condition est vérifiée.

-Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire :

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

$$0.8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.10}{4.10} = 1.00 < 1.25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.10}{3.30} = 1.24 < 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.30}{4.10} = 0.80 < 1.25 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.10}{4.10} = 1.00 < 1.25 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$0.8 < \frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.10}{3.10} = 1.32 > 1.25 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

❖ **La condition n'est pas vérifiée.**

Conclusion : la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Exposition de la méthode des trois moments

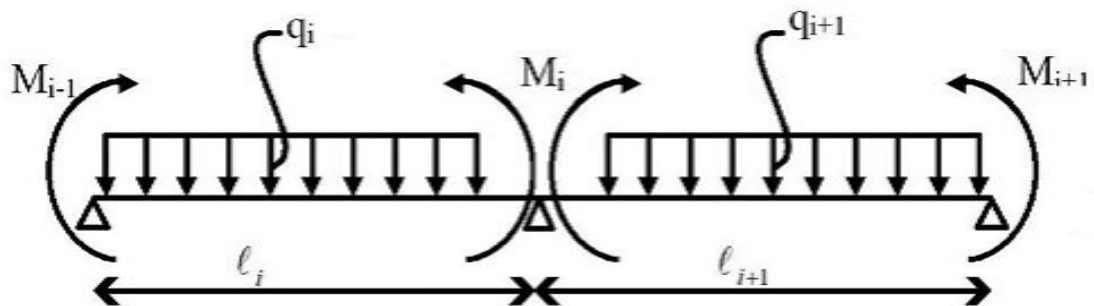
C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de Longueurs respectives et chaque travée est étudiée indépendamment.

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

- **Pour l'appui**

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



- **Pour la travée**

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

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

Calcul à l'ELU

On fera trois calculs distincts :

- pour les poutrelles à cinq travées,
- pour les poutrelles à trois travées et aussi celle à sept travées,

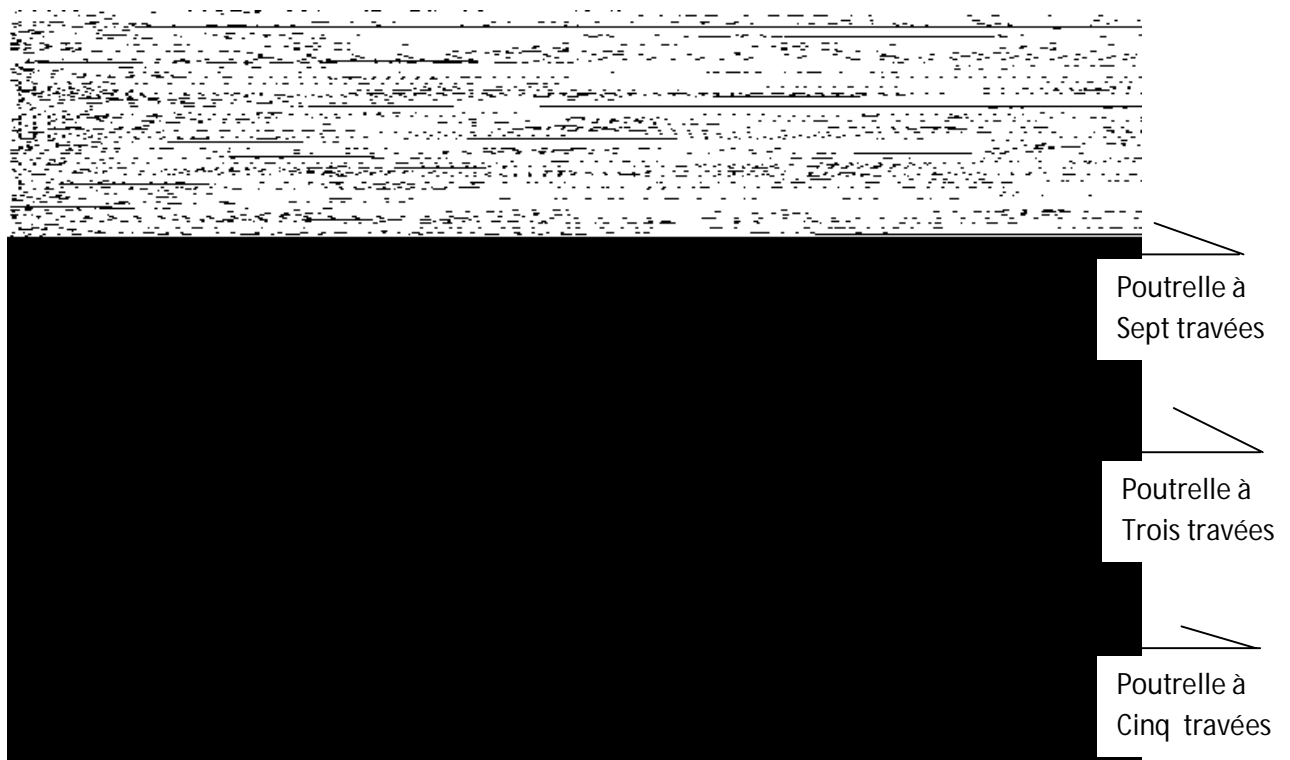


Fig. III.B.4 Plan des poutrelles à étudiés

Poutrelle(I) à cinq travées

A. Calcul des moments aux appuis

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

Pour:

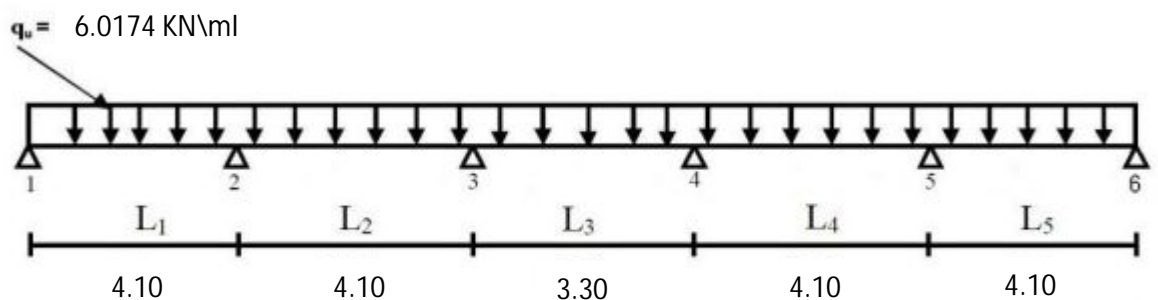
- $i = 1 : 8,20 M_1 + 4,10 M_2 = -103,68 \dots \dots \dots (1)$
- $i = 2 : 4,10 M_1 + 16,40 M_2 + 4,10 M_3 = -207,36 \dots \dots (2)$
- $i = 3 : 4,10 M_2 + 14,80 M_3 + 3,30 M_4 = -157,74 \dots \dots (3)$

Pour des raisons de symétries on a:

$$M_1 = M_6$$

$$M_2 = M_5$$

$$M_3 = M_4$$



$M_1 = - 8.1813 \text{ KN.ml}$	$M_4 = - 6.6932 \text{ KN.ml}$
$M_2 = - 8.9253 \text{ KN.ml}$	$M_5 = - 8.9253 \text{ KN.ml}$
$M_3 = - 6.6932 \text{ KN.ml}$	$M_6 = - 8.1813 \text{ KN.ml}$

B. Calcul des moments en travée

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

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

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

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

N° travée	L(m)	q _u (KN.ml)	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	X(m)	M _{max} (KN.m)
(1)	4.10	6.0174	- 8.1813	- 8.9253	2.02	2.49
(2)	4.10	6.0174	- 8.9253	- 6.6932	2.13	9.72
(3)	3.30	6.0174	- 6.6932	- 6.6932	1.65	1.49
(4)	4.10	6.0174	- 6.6932	- 8.9253	1.96	9.72
(5)	4.10	6.0174	- 8.9253	- 8.1813	2.07	2.49

Tableau III.1

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes :

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

N° travée	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	M _{max} (KN.m)
(1)	- 5.4542	-5.9502	3.3200
(2)	-5.9502	-4.4621	12.9600
(3)	-4.4621	-4.4621	1.9866
(4)	-4.4621	-5.9502	12.9600
(5)	-5.9502	- 5.4542	3.3200

Tableau III.2

C. Calcul des efforts tranchants

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

N° travée	L(m)	q _u (KN.m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
(1)	4.10	6.0174	- 5.4542	-5.9502	12.2146	-12.4566
(2)	4.10	6.0174	-5.9502	-4.4621	12.6986	-11.9700
(3)	3.30	6.0174	-4.4621	-4.4621	9.9287	-9.9287
(4)	4.10	6.0174	-4.4621	-5.9502	11.9700	-12.6986
(5)	4.10	6.0174	-5.9502	- 5.4542	12.4566	-12.2146

Tableau III.3

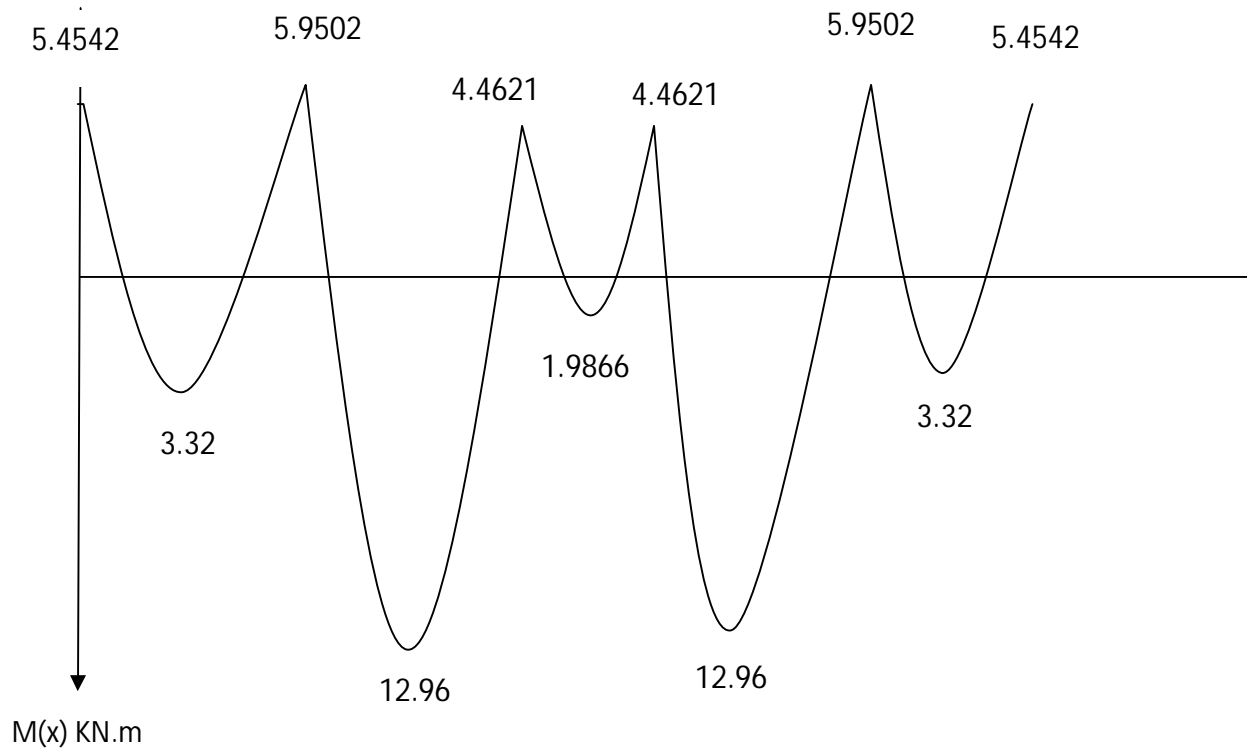


Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

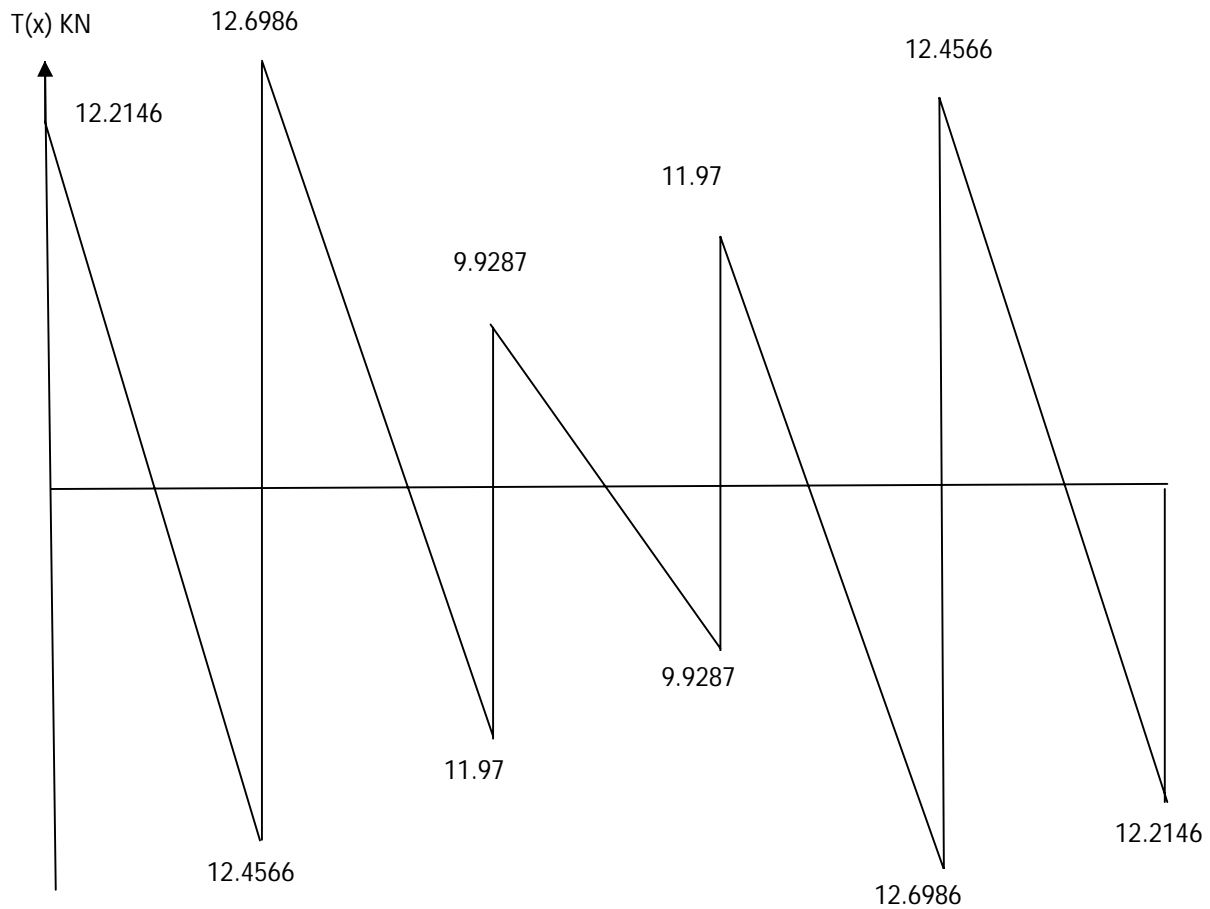


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Poutrelle(III) à trois travées

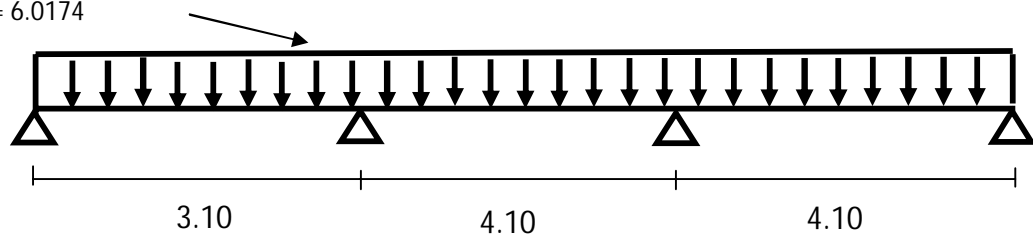
A. Calcul des moments aux appuis

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

Pour:

- $i = 1 :$ $6,20 M_1 + 3,10 M_2 = -44,82 \dots \dots \dots (1)$
- $i = 2 :$ $3,10 M_1 + 14,40 M_2 + 4,10 M_3 = -148,50 \dots \dots (2)$
- $i = 3 :$ $4,10 M_2 + 16,40 M_3 + 4,10 M_4 = -207,360 \dots \dots \dots (3)$
- $i = 4 :$ $4,10 M_3 + 8,20 M_4 = -103,68 \dots \dots \dots (4)$

$q_u = 6.0174$



$$M_1 = - 3.7331 \text{ KN.ml}$$

$$M_2 = - 6.9919 \text{ KN.ml}$$

$$M_3 = - 8.8399 \text{ KN.ml}$$

$$M_4 = - 8.2239 \text{ KN.ml}$$

B. Calcul des moments en travée

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

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

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

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

N° travée	L(m)	$q_u(\text{KN.ml})$	$M_i(\text{KN.ml})$	$M_{i+1}(\text{KN.ml})$	X(m)	$M_{\max}(\text{KN.m})$
(1)	3.10	6.0174	-3.7331	-6.9919	1.37	-1.49
(2)	4.10	6.0174	-6.9919	-8.8399	1.97	4.74
(3)	4.10	6.0174	-8.8399	- 8.2239	2.07	4.11

Tableau III.4

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes :

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

N° travée	$M_i(\text{KN.ml})$	$M_{i+1}(\text{KN.ml})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$
(1)	-2.4887	-4.6612	-1.9866
(2)	-4.6612	-5.8932	6.3200
(3)	-5.8932	-5.4826	5.48

Tableau III.5

C. Calcul des efforts tranchants

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

N° travée	L(m)	q _u (KN.m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
(1)	3.10	6.0174	-2.4887	-4.6612	8.6261	-10.0277
(2)	4.10	6.0174	-4.6612	-5.8932	12.0351	-12.6361
(3)	4.10	6.0174	-5.8932	-5.4826	12.4358	-12.2355

Tableau III.6

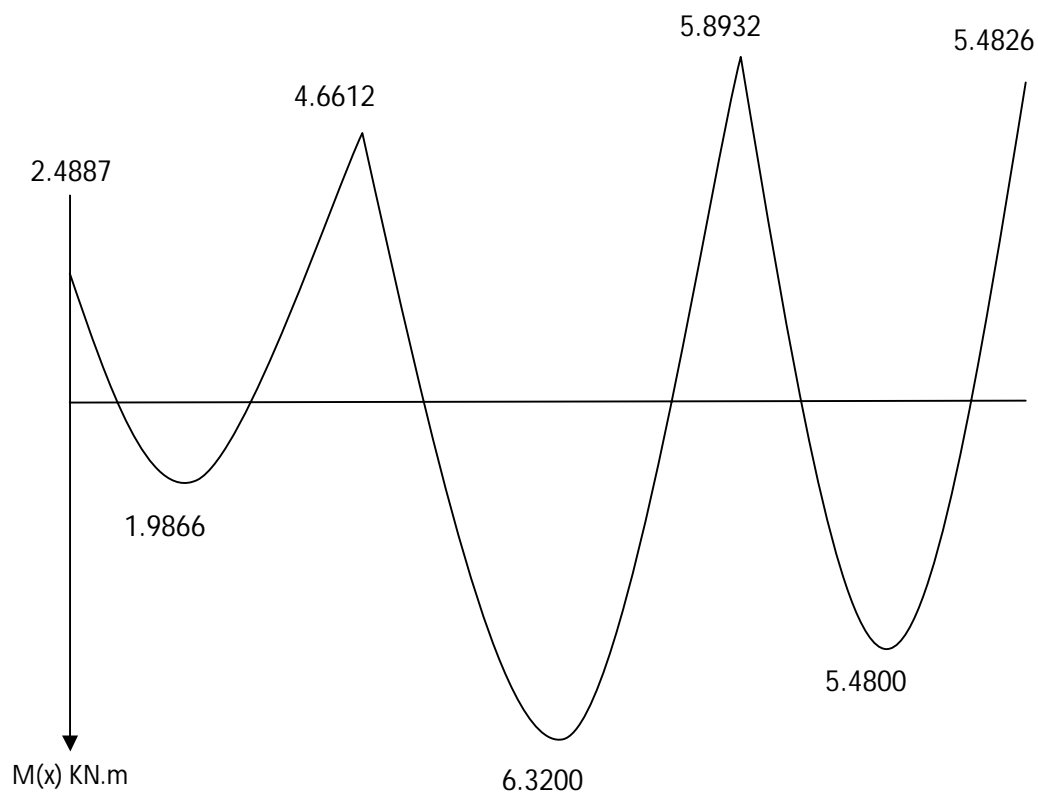


Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

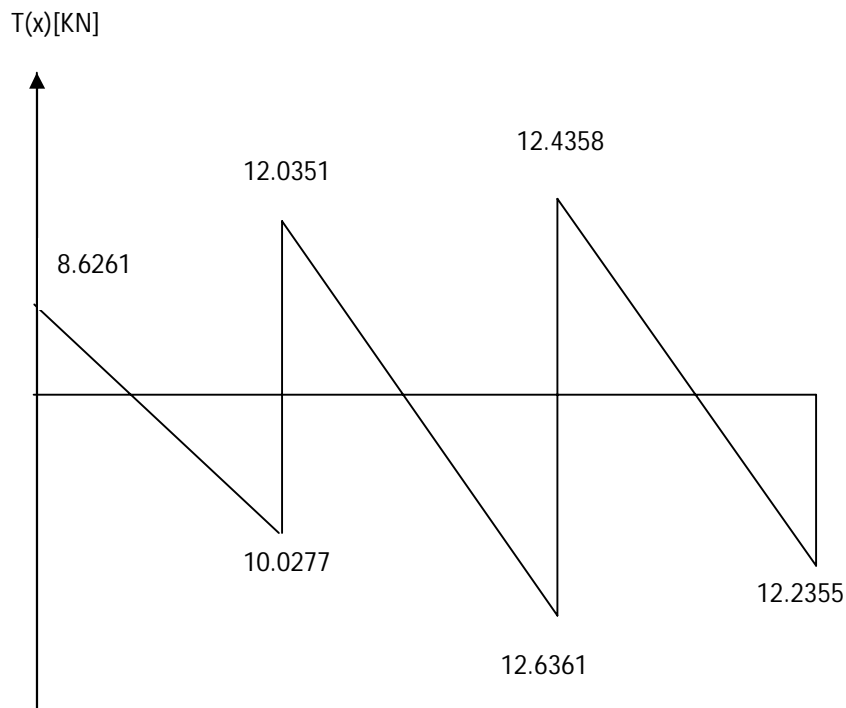


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Poutrelle(III) à sept travées

A. Calcul des moments aux appuis :

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

- $i = 1 : 6,20 M_1 + 3,10 M_2 = -44,82 \dots\dots\dots(1)$
- $i = 2 : 3,10 M_1 + 14,40 M_2 + 4,10 M_3 = -148,50 \dots\dots(2)$
- $i = 3 : 4,10 M_2 + 16,40 M_3 + 4,10 M_4 = -207,36 \dots\dots(3)$
- $i = 4 : 4,10 M_3 + 14,80 M_4 + 3,30 M_5 = -157,74 \dots\dots(4)$

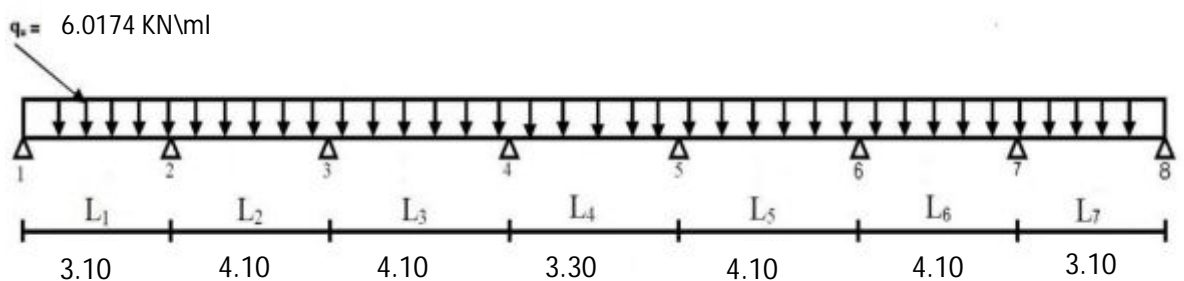
Pour des raisons de symétries on a:

$M_1 = M_8$

$M_2 = M_7$

$M_3 = M_6$

$M_4 = M_5$



$M_1 = -3.8029 \text{ KN.ml}$
 $M_2 = -6.8523 \text{ KN.ml}$
 $M_3 = -9.2775 \text{ KN.ml}$
 $M_4 = -6.6134 \text{ KN.ml}$

$M_5 = -6.6134 \text{ KN.ml}$
 $M_6 = -9.2775 \text{ KN.ml}$
 $M_7 = -6.8523 \text{ KN.ml}$
 $M_8 = -3.8029 \text{ KN.ml}$

B. Calcul des moments en travée

Le moment en travée est donné par la relation suivante

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

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

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

N° travée	L(m)	q _u (KN.m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	X(m)	M _{max} (KN.m)
(1)	3.10	6.0174	-3.8029	-6.8523	1.38	1.99
(2)	4.10	6.0174	-6.8523	-9.2775	1.95	4.60
(3)	4.10	6.0174	-9.2775	-6.6134	2.15	4.73
(4)	3.30	6.0174	-6.6134	-6.6134	1.65	1.58
(5)	4.10	6.0174	-6.6134	-9.2775	1.94	4.73
(6)	4.10	6.0174	-9.2775	-6.8523	2.14	4.60
(7)	3.10	6.0174	-6.8523	-3.8029	1.71	1.99

Tableau III.7

Remarque

Les moments calculés pour la méthode de 3 moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu.

Nous allons effectuer les corrections suivantes

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

N° travée	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	M _{max} (KN.m)
(1)	-2.5352	-4.5682	2.6533
(2)	-4.5682	-6.1850	6.1333
(3)	-6.1850	-4.4089	6.3067
(4)	-4.4089	-4.4089	2.1067
(5)	-4.4089	-6.1850	6.3067
(6)	-6.1850	-4.5682	6.1333
(7)	-4.5682	-2.5352	2.6533

Tableau III.8

C. Calcul des efforts tranchants

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

N° travée	L(m)	q _u (KN.ml)	M _i (KN.ml)	M _{i+1} (KN.ml)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
(1)	3.10	6.0174	-2.5352	-4.5682	8.6711	-9.9827
(2)	4.10	6.0174	-4.5682	-6.1850	11.9413	-12.7300
(3)	4.10	6.0174	-6.1850	-4.4089	12.7688	-11.9024
(4)	3.30	6.0174	-4.4089	-4.4089	9.9287	-9.9287
(5)	4.10	6.0174	-4.4089	-6.1850	11.9024	-12.7688
(6)	4.10	6.0174	-6.1850	-4.5682	12.7300	-11.9413
(7)	3.10	6.0174	-4.5682	-2.5352	9.9827	-8.6711

Tableau III.9

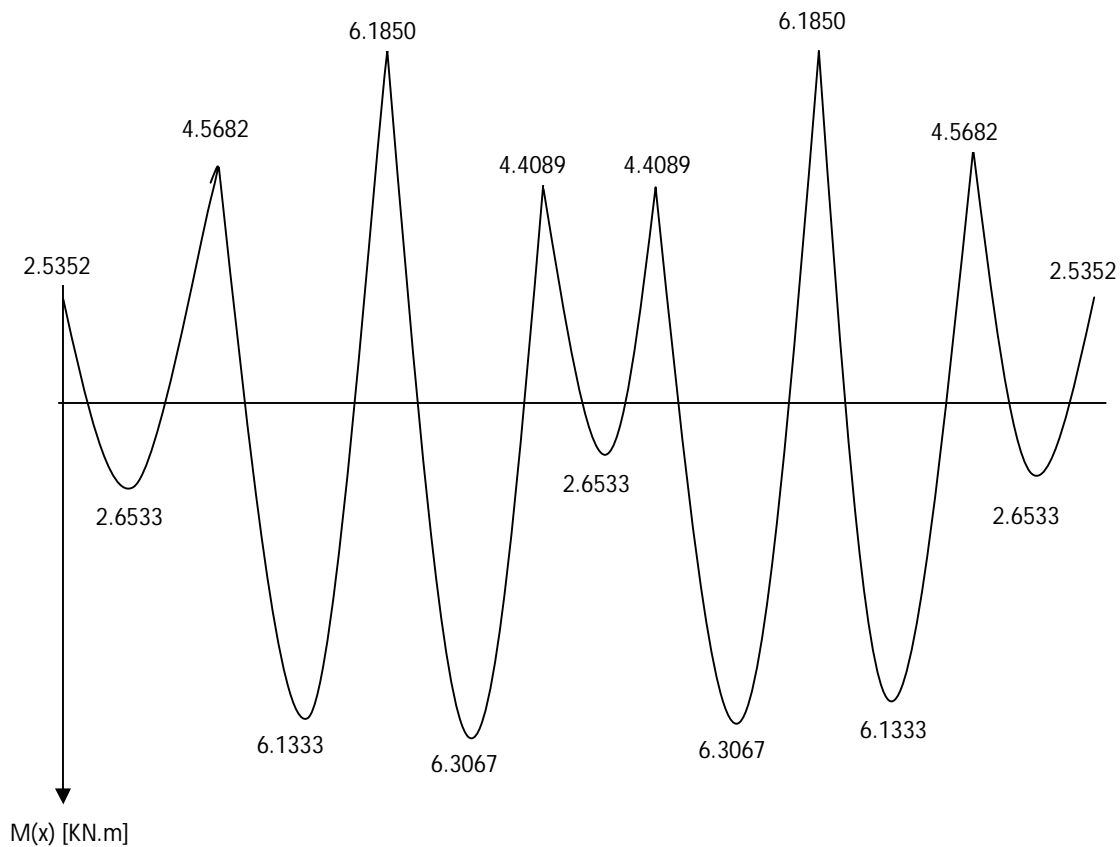


Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

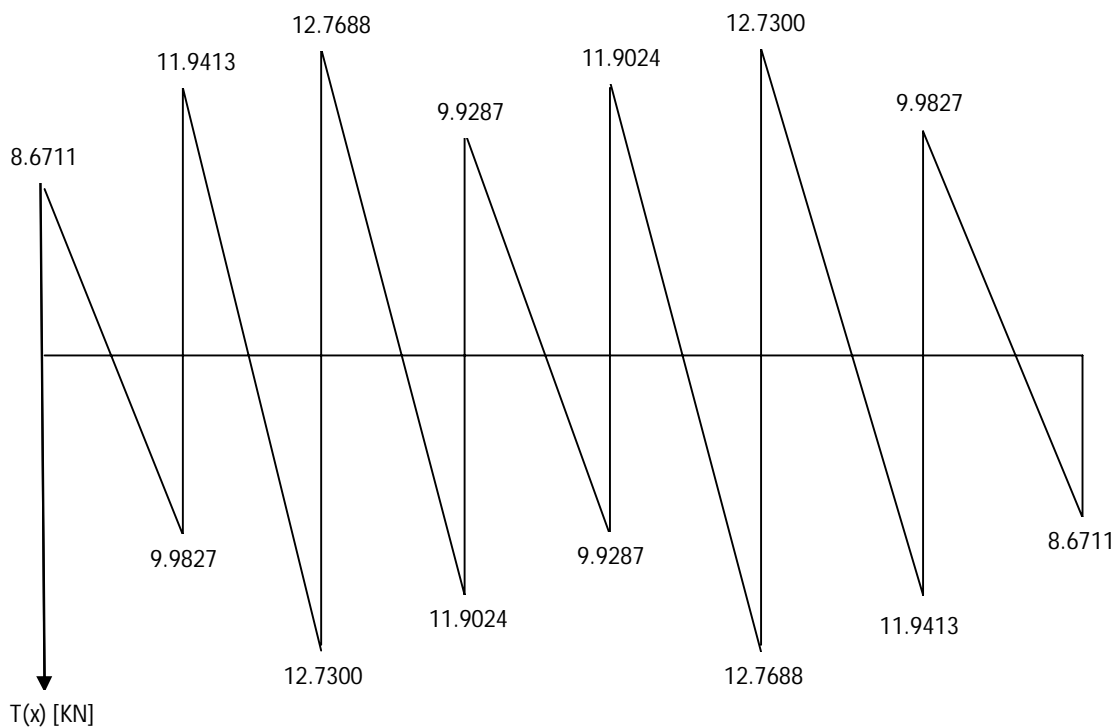


Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

III.B.3 Calcul des armatures

➤ Calcul à l'ELU

Le calcul se fait avec les moments max en travée et sur appuis

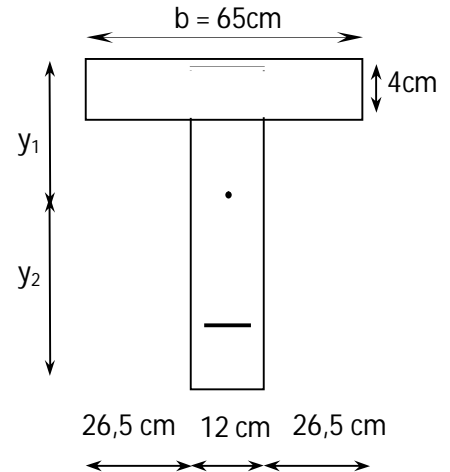
Dans notre cas le moment max se trouve dans la poutrelle a cinq travée.

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

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

$M_{tmax} = 12,96 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire de largeur ($b=65\text{cm}$) et de hauteur ($h=20\text{cm}$).



➤ Calcul des armatures longitudinales

• En travée

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12,96}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,043$$

$$\mu = 0,043 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,043 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta d \sigma_s} = \frac{12,96 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 2,11 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA12} = 3,39 \text{ cm}^2.$$

• Aux appuis la section est de poutrelle qui sera calculé est de : (12x20)

$$M_a^{\max} = 5,95 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5.95}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,107$$

$$\mu = 0,107 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,107 \longrightarrow \beta = 0,943$$

$$A_a = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.95 \times 10^3}{0,943 \times 18 \times 348} = 1,007 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{HA14} = 1.54 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armatures transversales**

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

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{h}{35} \right), \varphi_1, \left(\frac{b_0}{10} \right) \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{20}{35} \right); 1,4; \left(\frac{12}{10} \right) \right\} \Rightarrow \varphi_t = 0.57 \text{ cm}; \text{ soit : } \varphi_t = 6 \text{ mm.}$$

$$\text{On choisit un cadre } \Phi_t = 6\text{mm} \text{ avec } A_t = 1\text{HA6} = 0.28 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales** (Art 5.1.22/BAEL91)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0.4 b_s t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ adopté}} > A_{\min} \dots \dots \dots \sqrt{}$$

- **Espacement max des armatures transversales** (Art A.5.1,22 / BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(16.2 ; 40\text{cm}) = \mathbf{16.2\text{cm}}$$

- ❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art. A.5.1, 232 / BAEL91)

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{0,50 \times 0,9 \times 400}{(0,803 - 0,3 \times 2,1) 1,15 \times 12} = 75,63 \text{ cm}.$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\} = \min (16,2\text{cm} ; 75,63\text{cm}) = 16,2\text{cm}.$$

On opte pour **$S_{t\max} = 15\text{cm}$** .

III.B.4 Les vérifications à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité**

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

En travée : $A_t = 3,39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1,54\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2$ condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement** (Art A.5.211/BAEL91,CBA 93)

$$T_{u\max} = 12,70\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,70}{120 \times 180} \times 10^3 = 0,587\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau} = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_d, 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{Condition est vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres** (Art. A.5.211/BAEL91, CBA93).

$$\tau_{se,u} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}.$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum u} = \frac{12.70 \times 10}{0,9 \times 18 \times (1 \times 3.14 \times 1.4)} = 1.78 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se,u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Ancrage des barres

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49.30 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur d'ancrage mesurée hors crochets : } L_c = L_s \times 0,4 = 49.3 \times 0,4 = 19.72 \text{ cm}$$

▪ Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91/Art5.1.313).

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

$$\text{Avec: } a \leq 0,9d.$$

$$T_{max} = 12.90 \text{ Kn} \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 129,6 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures (BAEL 91 A5.1.321, CBA 93).

$$\text{Lorsque : } T > \frac{M_u}{0,9d} \text{ on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée)}$$

$$\text{et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à : } T + \frac{M_u}{0,9d}$$

Appui intermédiaire

$$\left(\frac{M_a}{0,9d} + T \right) \times \frac{1.15}{f_e} \leq A_{ap}$$

$$\left(\frac{12.96 \times 10^6}{0,9 \times 18} + 12.70 \right) \times \frac{1.15}{400} = -23.00 \text{ cm}^2 \leq A_{ap} = 1.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée donc les armatures calculées sont suffisantes.}$$

III.B.5 Calcul à L'ELS

➤ Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives sont :

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

➤ **Combinaison de charge à l'ELS**

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

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

Pour le plancher a usage habitation : $I = \frac{4,349}{6,0174} = 0.7227$

➤ **Moments fléchissant pour la Poutrelle(I) à cinq travées**

▪ **En travée**

Pour la travée de rive (1) : $M_{\max} = 3,3200 \times 0.7227 = 2,3993 \text{ KN.m}$

Pour la travée (2) : $M_{\max} = 12,96 \times 0.7227 = 9,3661 \text{ KN.m}$

Pour la travée (3) : $M_{\max} = 1,9866 \times 0.7227 = 1,4357 \text{ KN.m}$

Pour la travée (4) : $M_{\max} = 12,9600 \times 0.7227 = 9,3661 \text{ KN.m}$

Pour la travée de rive (5) : $M_{\max} = 3,3200 \times 0.7227 = 2,3993 \text{ KN.m}$

▪ **Aux appuis**

$M_1 = M_6 = -5.4542 \times 0.7227 = -3,9417 \text{ KN.m}$

$M_2 = M_5 = -5.9502 \times 0.7227 = -4,3002 \text{ KN.m}$

$M_3 = M_4 = -4.4621 \times 0.7227 = -3,2247 \text{ KN.m}$

N° travée	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
(1)	-3,9417	-4,3002	2,3993	8,8274	-9,0023
(2)	-4,3002	-3,2247	9,3661	9,1772	-8,6507
(3)	-3,2247	-3,2247	1,4357	7,1754	-7,1754
(4)	-3,2247	-4,3002	9,3661	8,6507	-9,1772
(5)	-4,3002	-3,9417	2,3993	9,0023	-8,8274

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

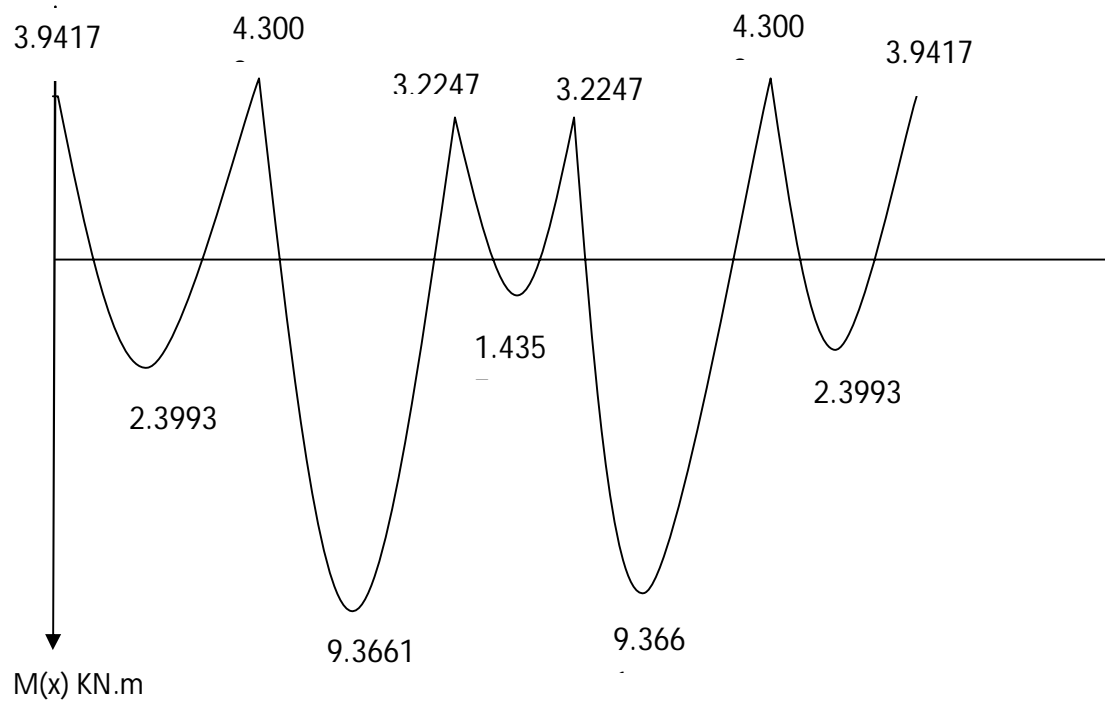


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

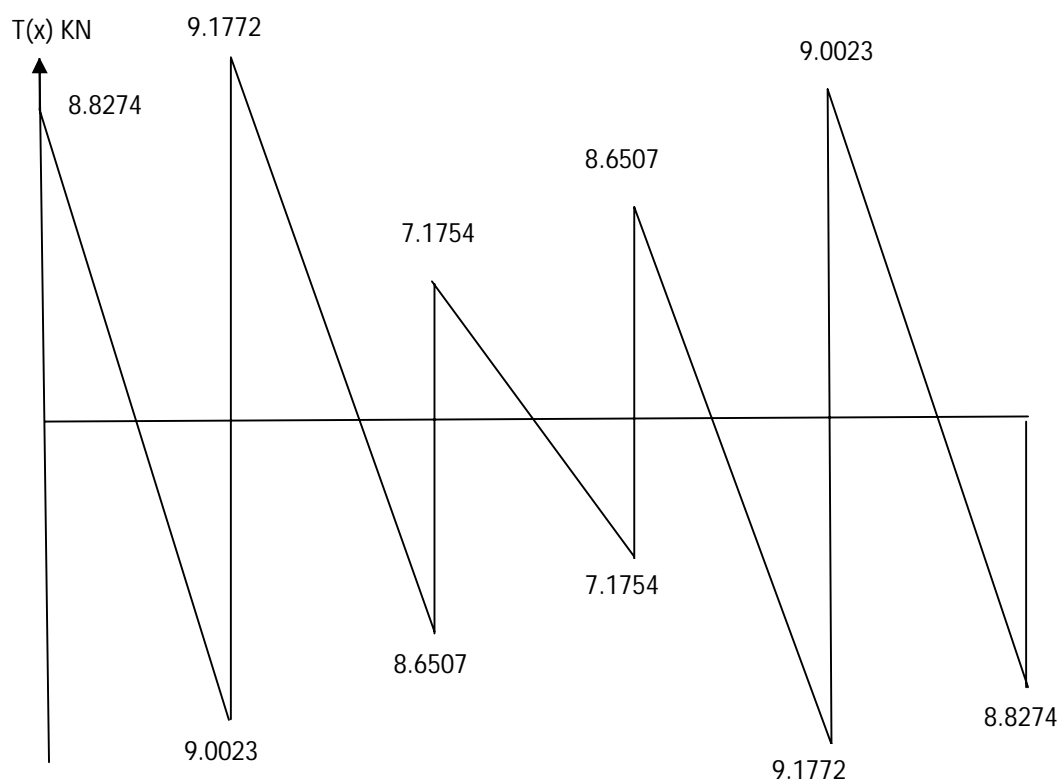


Figure III.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

▪ **Aux appuis**

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 1.54}{12 \times 18} = 0,713$$

$$\rho = 0,713 \Rightarrow \beta_1 = 0,8775 \quad K = 25.82$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t} = \frac{4.30 \times 10^3}{0,8775 \times 180 \times 1.54 \times 10^2} = 176.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{176.78}{25.82} = 6.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée**

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b_0.d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

$$\rho = 1.569 \Rightarrow \beta_1 = 0.8365 \quad K = 15.58$$

$$\sigma_s = \frac{M_{t \max}}{\beta_1 d A_t} = \frac{9.3661 \times 10^3}{0,8368 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 183.42 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{183.42}{15.58} = 11.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures**

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

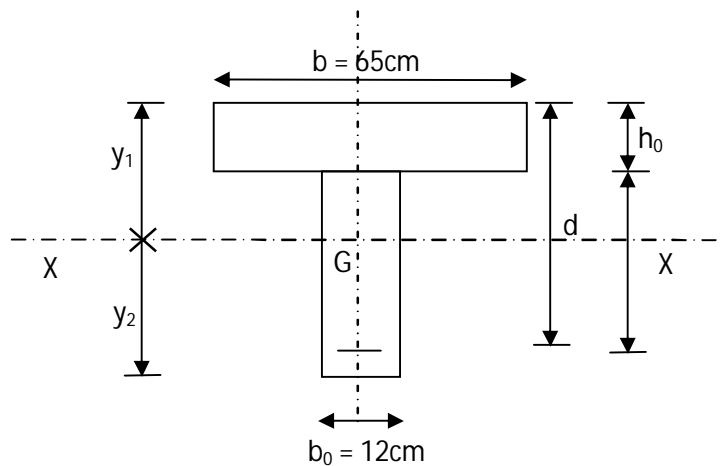
➤ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51, CBA 93)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire:

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

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

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \text{ [MPa]}$$



On a

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,056 > \frac{1}{22.5} = 0,044 \longrightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{L} = 0,056 \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{8.15}{11.96} = 0,045 \longrightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{3.39}{12 \times 18} = 0,0156 \leq \frac{3.6}{400} = 0,009 \longrightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée ;}$$

la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche obligatoire

✓ **Calcul de la flèche** (BAEL 91 Article : B.6.5.2, CBA 93)

Pour la vérification de la flèche on utilise la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \frac{L}{500} \text{ avec : } E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ , } I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \text{ et } \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})}$$

Où :

M_s : est le moment de flexion maximal dans la travée à l'E.L.S ;

L : est la longueur de travée, $\rho = A/b_0 d$;

b et b_0 les largeurs de la table de compression et de la nervure ;

I_0 : est le moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec $n = 15$;

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

Pour la poutre étudiée, nous avons les caractéristiques suivantes :

$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 18 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $A = 3.39 \text{ cm}^2$.

✓ **Calcul de la flèche**

$$f_v = \frac{M_t^s . L^2}{10 . E_v . I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différé.

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

$$E_v = 110818.865 \text{ MPa.}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 . I_0}{1 + \mu . \lambda_v} \text{ Avec :}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n = 15), par rapport au CDG de la section.

μ : Coefficient d'équivalence acier, béton.

$$y_1 : \text{Position de l'axe neutre. } y_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0}$$

$S_{/XX}$: Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

B_0 : Section du béton.

$$B_0 = b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15 . A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2$$

$$S_{/XX} = b_0 . h . \frac{h}{2} + (b - b_0) . h_0 . \frac{h_0}{2} + 15 . A_t . d$$

$$S_{/XX} = 12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18$$

$$S_{/XX} = 3739.3 \text{ cm}^3$$

D'où :

$$y_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

✓ **Calcul du moment d'inertie**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0 \cdot (b - b_0) \cdot \left[\frac{h_0^2}{12} + (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \cdot A \cdot (y_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [7.44^3 + 12.56^3] + 4 \cdot (65 - 12) \cdot \left[\frac{4^2}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \cdot 3.39 \cdot (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.83 \text{ cm}^4$$

Avec :

A : Section d'armatures tendues.

B₀ : Section du béton.

S/XX : Moment statique par rapport à l'axe (X-X) passant le CDG de la section.

$$\rho = \frac{A_t}{bxd} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 : \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.979$$

✓ **Calcul des coefficients**

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \cdot 0.015} = 1.10$$

$$\sigma_s = \frac{A_t}{bxd} = \frac{M^{ser}_t}{\beta \cdot d \cdot A_t} = \frac{9.3661 \times 10^3}{0.979 \times 18 \times 3.39} = 156.78 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 156.78 + 2.1} = 0.614 ; 0 \right\} = 0.614$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + 0.4 \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 21799.83}{1 + 0.4 \times 0.614 \times 1.10} = 1887.80 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^s . L^2}{10 . E_v . I_{f_v}} = \frac{9.3661 \times 10^6 . 4100^2}{10 \times 110818865 \times 1887.80 \times 10^4} = 7.52 \text{ mm} = 0.752 \text{ cm}$$

$$F_v = 0.752 \text{ cm} < \bar{f} = 0.82 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Conclusion

Après avoir effectué les calculs et les vérifications conformément aux réglementations, on adopte pour les poutrelles des planchers d'étage courants et RCD les ferrailages ci-dessous :

III.C Les balcons

Introduction

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons. Le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine. Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi- encastree à ses extrémités.

III .C.1 Etude de la dalle pleine

- **Dimensionnement du balcon**

Il sera assimilé à une console encastree au niveau de la poutre de rive réalisée en dalle pleine ; le calcul se fera pour une bande de 1 .5m de longueur sous les sollicitations suivantes :

G et Q : charges et surcharges verticales revenant aux portes à faux.ses dimensions sont :

Largeur= 1.50 m

Longueur=4.10 m

L'épaisseur de porte à faux est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15cm \quad \text{Soit } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.C.1.1 Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1 .50 m.

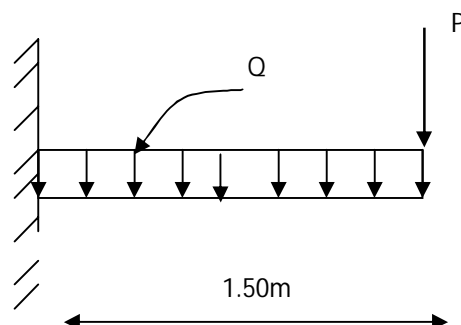


Fig III.C.1 schéma statique du balcon.

a) Charges permanentes

➤ **Tableau III.C.1 : Charges permanentes de la dalle**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton armé	0,10	25	3,75
5	Enduit en mortier de ciment	0,02	22	0,36
				G = 5,31

Charges permanentes

$$G = 5,31 \text{ k N /ml}$$

Charges d'exploitation

$$Q = 3,5 \text{ k N /ml}$$

b- Charge concentrée : (poids de garde corps)

Poids de la brique.....1KN/ml

Poids de l'enduit en ciment...0.36x2=0.72KN/ml

$$G_2=1.72\text{KN/ml}$$

Charge concentrée.... $Q_2=1\text{KN/ml}$

III.C. 1.2 Combinaison des charges

à l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35 \times 5,31) + 1.5 (3.5) = 12,42 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = (1.35 \times 1,72) = 2,32 \text{ kN /ml}$$

à l'ELS

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5,31 + 3.5 = 8,81 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1,72 \text{ kN/ml}$$

III.C.1. 3 Calcul à l'ELU

Le balcon est calculé en flexion simple pour une bande de 1.50 m

Le moment provoqué par la charge q_{u1} est

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{12,42 \times (1,50)^2}{2} = 13,97 \text{ KN.m.}$$

Le moment provoqué par la charge q_{u2} est

$$M_{qu2} = 2,32 \times L = 2,32 \times 1,50 = 3,48 \text{ KN.m.}$$

Le moment total est: $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 17,45 \text{ KN.m.}$

III .C.1.3.1 Ferrailage

- **Armatures principales:**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17,45 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,072 < 0,392$$

Section simplement armée

$$\mu_u = 0,072, \beta = 0,963$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,45 \times 10^3}{0,963 \times 13 \times 348} = 4,00 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA12=5.65cm² avec un espacement de 20 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA10 = 3,92cm² avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.C. 1.3.2 Vérification à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité** (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99)

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

$A = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Vérification au cisaillement** (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2,2)

On a $V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} \Rightarrow V_u = 12,42 \times 1,5 + 2,32 = 20,95 \text{ kn}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{20.95 \times 10^3}{1000.130} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,15.f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20,95 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 0,95 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas aucun risque d'entraînement des barres.

➤ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$\bar{V}_u = \frac{0,4.f_{c28}.0,9.b.d}{\gamma_b} = \frac{0,4.25.10^3.0,9.1.0,13}{1,5} = 780 \text{ Kn}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{V}_u = 480 \text{ Kn.} \\ V_u = T_u = 20.95 \text{ Kn.} \end{array} \right\} \longrightarrow V_u < \bar{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_s > \frac{1,15}{f_e} \left(\frac{Mu}{0,9d} \right) - \frac{1,15}{400} \left(20,95 \times 10^{-3} - \frac{17,45 \times 10^2}{0,9 \times 0,13} \right) < 0$$

donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures

➤ Ecartement des barres

• Armatures principales:

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition**

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ condition vérifiée.}$$

- **ancrage des barres aux appuis**

$$\tau_{se} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm} \text{ donc on prévoit des crochets.}$$

Pour les aciers de haute adhérence Fe400 $\rightarrow l_s = 45\text{cm}$

Pour des raisons pratiques, on opte pour un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91/Art.A.6.1.253 est fixée pour les aciers HA

$$L_r = 0,4l_s = 0,4 \times 45 = 18\text{ cm}$$

III C.1.4 Vérification à l'ELS

- **Calcul des moments**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left(\frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \frac{8,81(1,50)^2}{2} + (1,72 \times 1,50) = 12,49\text{KNm}$$

$$M_s = 12,49\text{ KNm.}$$

a-Vérification de la résistance du béton à la compression

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y < \overline{\sigma_b} = 0,6f_{c28}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s (d-y) = 0.$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1101,75 = 0$$

$$\Delta = 227532,563 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 477$$

$$\text{Donc } Y = 3.92\text{cm.}$$

- **Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.**

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + n.A_s (d-Y)^2 = 33.33 (3.92)^3 + 15 \times 5.65 (13-3.92)^2 = 8995.32\text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{12.49 \times 10^6}{89953200} \times 39.2 = 5.44\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.44\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

b-Etat limite d'ouverture des fissurations

La fissuration est préjudiciable :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[266.66; , \max(200; 201.63)] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 MPa$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{12.49 \times 10^6}{89953200} \times (130 - 39.2) = 189.1 MPa \leq \bar{\sigma}_{st}$$

\Rightarrow Condition vérifiée.

C-vérification de la flèche (BAEL99/Art B.6.3, CBA93)

Il faut vérifier que :

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot EV \cdot If_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$If_v = \frac{1, I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu}$$

$$EV = \frac{Ei}{3} = \frac{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}}{3}$$

\bar{f} : La flèche admissible

L : la longueur de travée.

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

b : la largeur de la section

σ_s : La contrainte de traction dans les armatures

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à la traction

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

If_v : Inertie fictif de la section pour les charges de longue durée

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section on a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; A = 5,65 \text{ cm}^2$$

- **Aire de la section homogène**

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

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5,65 = 1584,8 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1584,8 \text{ cm}^2$$

- **moment statique de la section homogène par rapport à l'axe (x, x')**

$$S / xx' = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13$$

$$S / xx' = 12351,8 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (Y_2 - c)^2 \cdot 15 \cdot A_t$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12351,8}{1584,8} = 7,8 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h_t - Y_1 = 15 - 7,8 = 7,2 \text{ cm}$$

$$I_0 = 30551,64 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{B_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Avec : } \lambda_v : \text{coefficient de déformation}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4,0043 \cdot 3,48 + 2,1} = 0,54$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{1584,8}{100}\right) \cdot 0,0043} = 0,20$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 30551,64}{1 + 0,4 \times 0,20 \times 0,54} = 32215,11 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{12,49 \times 10^2 \times (1500)^2}{4 \times 10818,865 \times 32215,11} = 2,01 \text{ mm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1500}{250} = 6,00 \text{ mm}$$

$$f_v = 2,01 \text{ mm} < \bar{f} = 6,00 \text{ mm} \longrightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

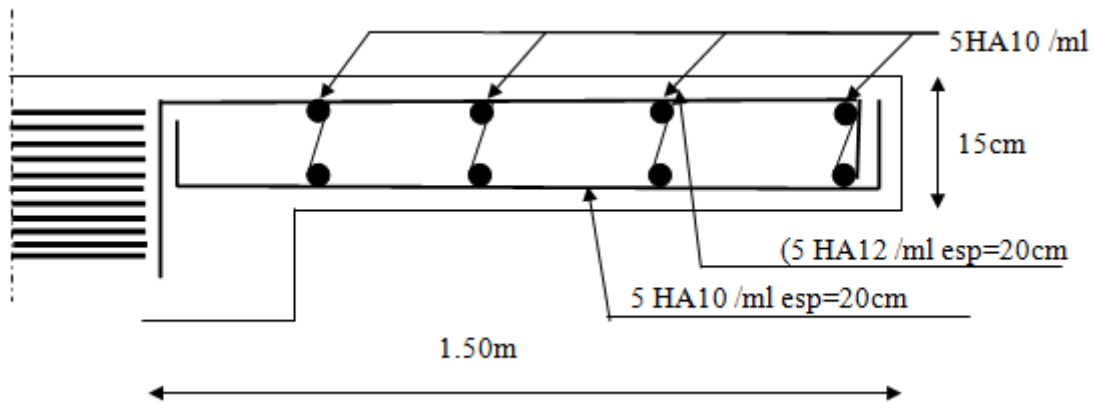


Fig.III.C Plan de ferrailage de la dalle pleine

III .D Etude de la poutre de chaînage

Introduction

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures

a- Dimensionnement

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

-La hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

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

avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

Hauteur :

On a $L = 480 - 30 = 450\text{cm}$

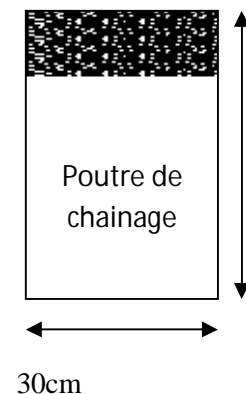
D'où : $450/15 \leq h_t \leq 450/10 \Rightarrow 30 \leq h_t \leq 45\text{cm}$

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

Largeur :

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$

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



b- Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $0,35 \cdot 0,3 \cdot 25 = 2,625 \text{ kN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(4,80 - 0,3) \cdot 2,40 = 10,80 \text{ kN/ml}$
- Poids du plancher : $5,19 \cdot \frac{0,65}{2} = 1,69 \text{ Kn/ml}$

$$G_t = 15,115 \text{ kn/ml}$$

La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,50 \cdot \frac{0,65}{2} = 0,49 \text{ Kn/ml}$$

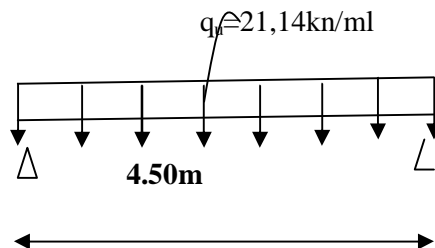
c- Combinaisons des charges

à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5q = 1,35 \cdot 15,115 + 1,5 \cdot 0,49 = 21,14 \text{ kn/ml}$

à l'ELS : $q_s = G + Q = 15,115 + 0,49 = 15,605 \text{ kn/ml}$

d- Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée



Calcul des moments

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

✓ En travée :

$$M_t = 0,85 \times 21,14 \cdot \frac{4,5^2}{8} = 45,48 \text{ kn.m}$$
$$q_u = 21,14 \text{ kn/ml}$$

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 21,14 \cdot \frac{4,5^2}{8} = 16,05 \text{ kn.m}$$

Les réactions d'appuis

$$R_A=R_B=\frac{q_u L}{2}=\frac{21,14 \times 4,5}{2}=47,57 \text{ kn}$$

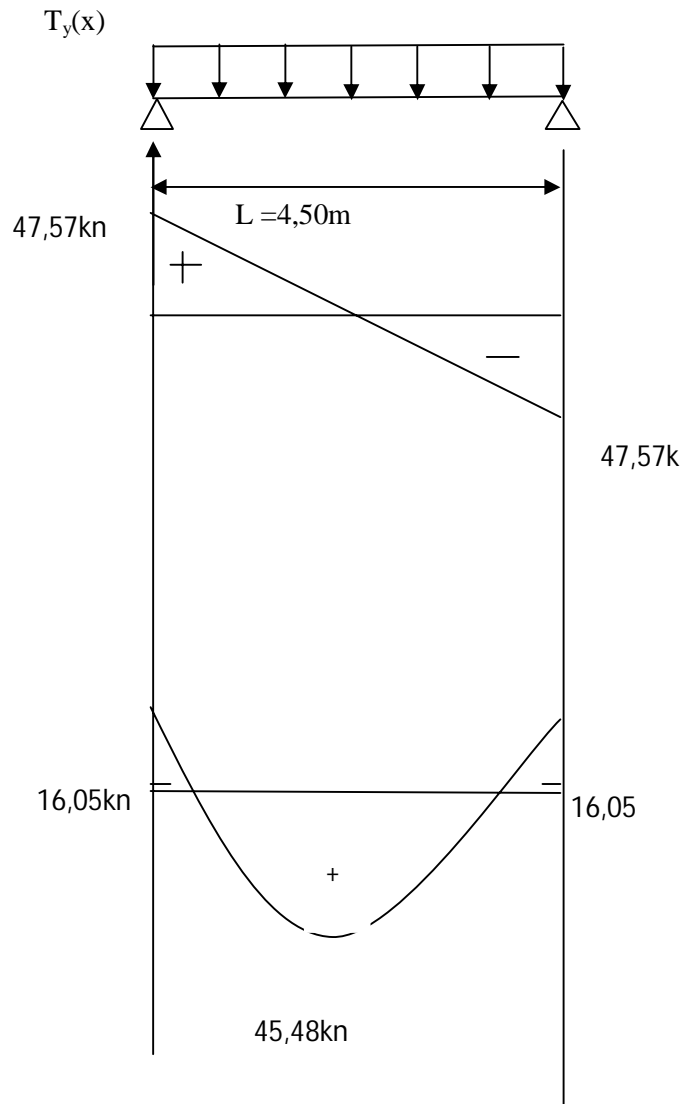


Diagramme des Efforts internes

e- Calcul des armatures

à partir des abaques, on a la valeur de β correspondant

$$\mu = 0,098 \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{45,48 \times 10^3}{0,948 \times 33 \times 348} = 4,17 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **4HA14 = 6,16 cm²**

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,05 \cdot 10^3}{30 \cdot 33^2 \cdot 14,2} = 0,034$$

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,05 \cdot 10^3}{0,983 \cdot 33 \cdot 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

f- Vérification à ELU

❖ Condition de non fragilité

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

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 6,16 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 3,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 47,57 \text{ kn}$$

$$\tau_U = \frac{47,57}{0,30 \cdot 0,33} = 480,50 \text{ Kn} / \text{m}^2 = 480,50 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 2,5 \text{ MPa} . \\ \tau_U = 0,4805 \text{ MPa} . \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U . \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$T_u = 47,57 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 594 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 6,16 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(47,57 + \frac{-16,05}{0,9 \times 0,33} \right) \leq 0. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

❖ **Vérification à l'entraînement des barres** (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot (3,14) \cdot 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47,57 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 330 \cdot 113,04} = 1,42 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 1,42 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des ancrages des barres** (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\bar{\tau}_s} \Phi = 35,27 \Phi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,00 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,00 = 35,27 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,324 \text{ cm.}$$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{En travée : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}$$

$$\text{En appui : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,324 = 16,93 \text{ cm}$$

❖ Calcul des armatures transversales

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35} = 1,00; \frac{30}{10} = 3,00; 1,00 \right)$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 33; 40 \text{ cm}) = \min (29, 7, 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{20 \times 30} = 0,67 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement entre les barres :

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left(\frac{35}{4} = 8,75; 12(1,00) = 12; 30 \right) \Leftrightarrow \text{Soit : } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

- **En travée**

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

g- Vérification à l'ELS

➤ calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 15,115 + 0,49 = 15,605 \text{ kn/ml}$$

Réaction aux appuis

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 15,605 \times \frac{4,50}{2} = 35,11 \text{ KN}$$

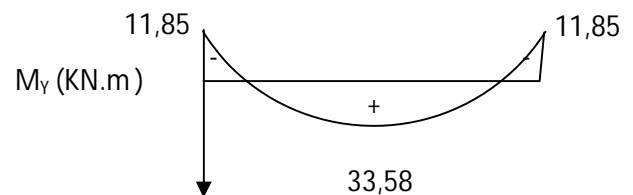
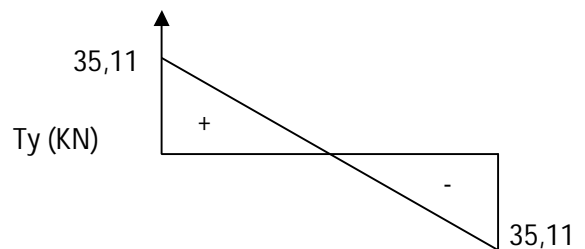
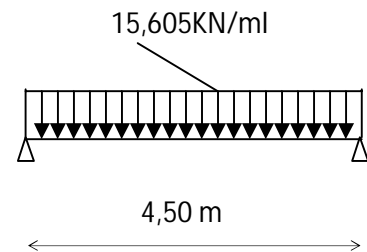
Les moments

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 15,605 \times \frac{4,50^2}{8} = 39,50 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 39,50 = -11,85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 39,50 = 33,58 \text{ KN.m}$$



1) Vérification de la résistance du béton à la compression

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y < \overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

- Calcul de la position de l'axe neutre.

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s (d - y) = 0.$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 92,4y - 3049,2 = 0$$

$$\Delta = 191489,76 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 437.59 \quad \text{Donc } Y = 11,50\text{cm}.$$

➤ Inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{b}{3} Y^3 - n A_s (d - Y)^2 = 10(11.50)^3 + 15 \times 6.16 (33 - 11.50)^2 = 57920.65\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{39.50 \times 10^6}{579206500} \times 115 = 7.84\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.84\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right].$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 240\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{39.50 \times 10^6}{579206500} \times (330 - 115) = 219.93\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

\Rightarrow Condition est vérifiée.

3) Calcul de la flèche (BAEL99/Art B.6.3, CBA93)

Il faut vérifier que :

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot EV \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$Ifv = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda v \cdot \mu}$$

$$EV = \frac{Ei}{3} = \frac{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}}{3}$$

\bar{f} : La flèche admissible

L : la longueur de travée.

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

b : la largeur de la section

σ_s : La contrainte de traction dans les armatures

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à la traction

I_0 : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

Ifv : Inertie fictif de la section pour les charges de longue durée

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section on a :

b = 30cm ; h = 35 cm; d = 33cm; c = 2cm; A = 6, 16 cm²

- **Aire de la section homogène**

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

$$B_0 = 30 \times 35 + 15 \times 6,16 = 1142,4 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1142,4 \text{ cm}^2$$

- **moment statique de la section homogène par rapport à l'axe (x, x')**

$$S / xx' = \frac{30 \times 35^2}{2} + 15 \times 6,16 \times 33$$

$$S / xx' = 21424,2 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (Y_2 - c)^2 \cdot 15 \cdot A_i$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21424,2}{1142,4} = 18,75 \text{ cm}.$$

$$Y_2 = h_t - Y_1 = 35 - 18,75 = 16,24 \text{ cm}$$

$$I_0 = 127485,60 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{B^0}{b}\right) \rho} \quad \text{Avec : } \lambda_v : \text{coefficient de déformation}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,16}{30 \times 35} = 0,0058$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4,0058 \cdot 348 + 2,1} = 0,63$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{1142,4}{30}\right) \cdot 0,0058} = 0,062$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 127485,60}{1 + 0,4 \times 0,062 \times 0,63} = 138076,84 \text{ cm}^4$$

$$fv = \frac{39,50 \times 10^2 \times (4500)^2}{4 \times 10818,865 \times 138076,84} = 13,38 \text{ mm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4500}{250} = 18,00 \text{ mm}$$

$$fv = 13,38 \text{ mm} < \bar{f} = 18,00 \text{ mm} \longrightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées.

III.E Escaliers

III.E.1 Calcul des escaliers

1) Définition

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

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place.

Notre structure comporte une seule cage d'escalier

Note : Il suffit de calculer une seule volée de grande portée (la plus défavorable) et adopter le même ferrailage pour les autres volées.

2) Terminologie

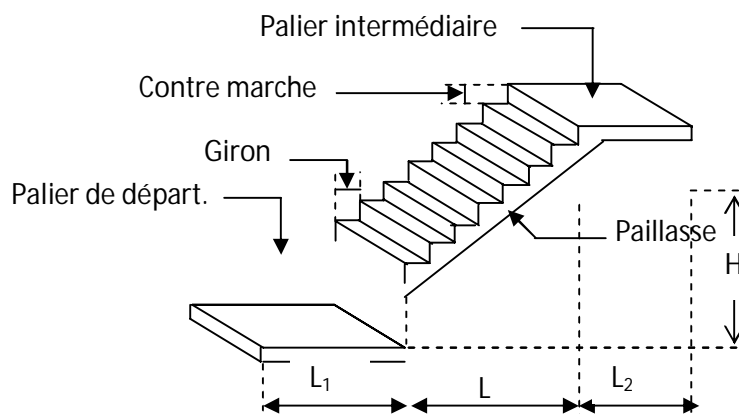


Fig III.E.1 Présentation schématique d'une volée d'escalier droit

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 14 à 18 cm.

- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marche

3) Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant

Notations utilisées

- **g :** giron.
- **h :** hauteur de la contre marche.
- **e_p :** épaisseur de la paillasse.
- **H :** hauteur de la volée.
- **L :** longueur de la volée projetée.

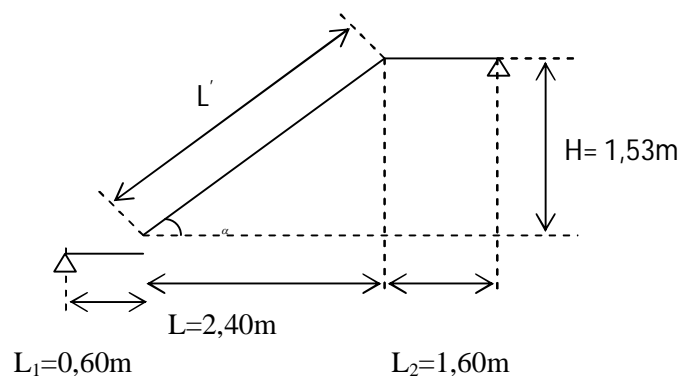


Fig III.E.2 schéma statique

Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de " BLONDEL "

La relation de BLONDEL

$$58 \text{ cm} \leq g+2.h \leq 60 \text{ à } 64 \text{ cm.}$$

Soit : $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

On prend : **h = 17 cm.**

Cherchant le nombre de contre marche « n » : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

$\Rightarrow m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$

Calcul de « g » :

$$58 \text{ cm} \leq g+2.h \leq 60 \text{ à } 64 \text{ cm.} \quad \Leftrightarrow \quad 58 \text{ cm} \leq g+2.17 \leq 64 \text{ cm.}$$

$$24 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm.}$$

On prend : **g = 30 cm.**

\Rightarrow **Raideur « r » :** on appelle raideur d'escalier « $r = \frac{h}{g}$ » qui doit être inférieur à (1).

$$r = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \quad \Rightarrow \quad r \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul de longueur de la ligne de foulée

$$L = g(n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm.}$$

\Rightarrow **L = 240 m.**

4) Dimensionnement de la paillasse

Le pré dimensionnement se fera pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés,

l'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par : $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

Avec : $L_0 = L_1 + L' + L_2$

Calcul de L' :

D'après la figure (III.4.2), on déduit : $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.843} = 284.7 \text{ cm} = 2.847 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{L' = 2.846 \text{ m.}}$$

$$L_0 = L_1 + L' + L_2 = 284.6 + 60 + 160 = 504,6 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{L_0 = 5,046 \text{ m.}}$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{504.6}{30} \leq e_p \leq \frac{504.6}{20} \quad \Leftrightarrow \quad 16,82 \leq e_p \leq 25,23$$

On prend : **$e_p = 20 \text{ cm.}$**

5) Détermination des sollicitations de calcul

➤ Charge permanente

La volée

- Poids propre de la paillasse : $0.20 \times 25 / \cos(32.5^\circ) = 5.93 \text{ Kn/m}^2$
- Poids propre de la marche : $25 \times 0.17 / 2 = 2.125 \text{ Kn/m}^2$

➤ Poids propre de revêtement :

- Carrelage : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ Kn/m}^2$
- Mortier de pose : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ Kn/m}^2$
- Enduit en ciment : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ Kn/m}^2$
- Lit de sable : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ Kn/m}^2$
- Poids propre du garde corps : 0.2 Kn/m^2

$$G_{\text{tot}} = 9.775 \text{ Kn/m}^2$$

Le palier

- Poids de la dalle : $25 \times 0.20 = 5 \text{ Kn/m}^2$
- Carrelage : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ Kn/m}^2$
- Mortier de pose : $20 \times 0.02 = 0.40 \text{ Kn/m}^2$
- Lit de sable : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ Kn/m}^2$
- Enduit en ciment : $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ Kn/m}^2$

$$G_{\text{tot}} = 6.52 \text{ Kn/m}^2$$

➤ Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR, qui est la même pour la paillasse et le palier ; $Q = 2.5 \text{ kN / m}^2$

$$\text{La volée : } Q_v = 2.5 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Le palier : } Q_p = 2.5 \text{ Kn/m}^2$$

6) Combinaisons de charges et surcharges

$$\text{ELU : } (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml}$$

$$\text{Volée : } q_{uv} = (1.35 \times 9.775 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 16.95 \text{ Kn / ml}$$

$$\text{Palier : } q_{up} = (1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 12.55 \text{ Kn/ml}$$

ELS : $(G+Q) \times 1\text{ml}$

Volée : $q_{sv} = (9,775+2,5) \times 1\text{ml} = 12,275 \text{ Kn/ml}$

Palier : $q_{sp} = (6,52+2,5) \times 1\text{ml} = 9,02 \text{ Kn/ml}$

7) Calcul à l'ELU

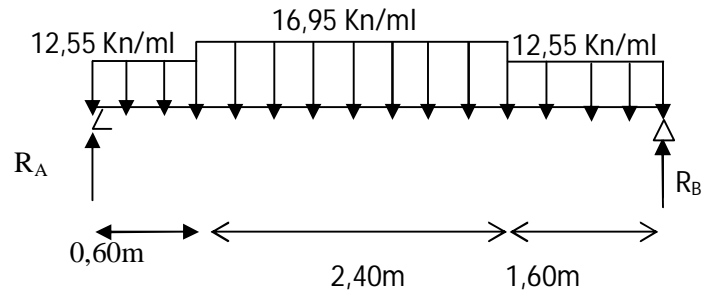


Schéma statique de calcul d'une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, qui sera étudiée en utilisant les méthodes de la RDM.

Calcul des efforts internes

❖ Calcul des réactions

$$\sum F = 0$$

$$12,55 \times (0,6 + 1,60) + (16,95 \times 2,40) = R_A + R_B = 68,29 \text{ kn} \Rightarrow R_B + R_A = 68,29 \text{ kn}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$-R_A \times 4,60 + 12,55 \times 0,6 \times (1,6 + 2,4 + 0,6/2) + 16,95 \times 2,40 \times (1,60 + 2,40/2) + 12,55 \times 1,60 \times (1,60/2) = 0$$

$$R_A = 35,29 \text{ Kn} \Rightarrow R_B = 32,99 \text{ Kn}$$

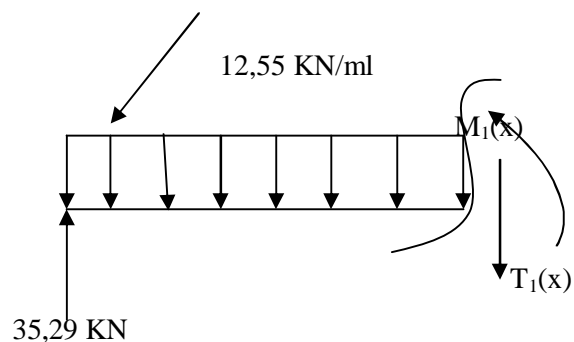
❖ Efforts tranchant

* 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,6\text{m}$

$$T_1(x) - 35,29 + 12,55X = 0$$

$$T(x) = -12,55 X + 35,29$$

$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 & \rightarrow T_1(0) = +35,29 \text{ Kn} \\ \text{Pour } X = 0,6 & \rightarrow T_1(0,6) = +27,76 \text{ Kn} \end{cases}$$

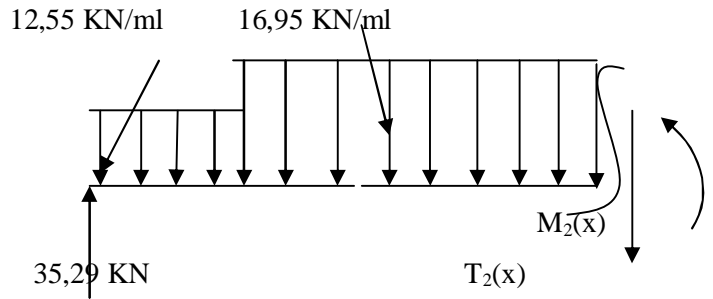


* **2^{eme} tronçon: $0,6 \text{ m} \leq x \leq 3,00 \text{ m}$**

$$T_2(x) - 35,29 + 12,55 (0,6) + 16,95 (X - 0,6) = 0$$

$$T_2(x) = -16,95X + 37,93$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0,60 \rightarrow T_2(0,60) = +27,76 \text{ Kn} \\ \text{Pour } x = 3,00 \rightarrow T_2(3,00) = -12,92 \text{ Kn} \end{cases}$$

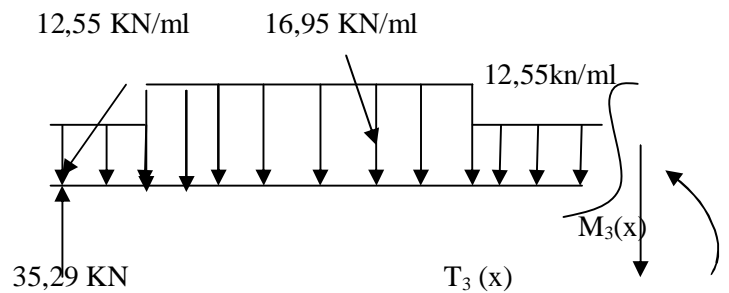


* **3^{eme} tronçon: $3,00 \text{ m} \leq x \leq 4,60 \text{ m}$**

$$T_3(x) - 35,29 + 12,55 (0,6) + 16,95 (2,4) + 12,55(X - 3,00) = 0$$

$$T_3(x) = -12,55X + 24,73$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 3,00 \rightarrow T_3(3,00) = -12,92 \text{ Kn} \\ \text{Pour } x = 4,60 \rightarrow T_3(4,60) = -33 \text{ Kn} \end{cases}$$



❖ Moments fléchissant

* **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,6 \text{ m}$**

$$M_1(x) - 35,29 \cdot x + 12,55 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M_{1(x)} = -6,275x^2 + 35,29x$$

$$\begin{cases} X=0 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=0) = 0 \text{ Kn.m} \\ X=0,6 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=0,60) = 18,915 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

* **2^{er} tronçon : $0,60 \text{ m} \leq x \leq 3,00 \text{ m}$**

$$M_2(x) - 35,29X + (12,55 \times 0,6)(X - 0,3) + 16,95(X - 0,60)^2/2 = 0$$

$$\begin{cases} X=0,60 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=0,60) = 18,915 \text{ Kn.m} \\ X=3,00 \text{ m} \Rightarrow M_1(x=3,00) = 36,723 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

* **3^{eme} tronçon : $3,00 \text{ m} \leq x \leq 4,60 \text{ m}$**

$$M_3(x) - 35,29X + (12,55 \times 0,6)(X - 0,3) + (16,95 \times 2,40)(X - 1,8) + 12,55(X - 3,00)^2/2 = 0$$

$$\begin{cases} X=3,00 \Rightarrow M_2(x=3,00) = 36,723 \text{ Kn.m} \\ X=4,60 \Rightarrow M_2(x=4,60) = 0 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul du moment max**

La section la où se situ le moment max est en deuxième tronçon

D'où :

$$T_2(x) = 16,95X - 37,93 = 0 \Rightarrow x = 2,23 \text{ m}$$

Puis on calcul le moment max :

$$M_2(x) = 35,29X - (12,55 \times 0,6)(X - 0,3) - 16,95(X - 0,60)^2/2$$

$$M_{\max} = M(2,23) = 41,64 \text{ kn.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment M_z^{\max} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis:

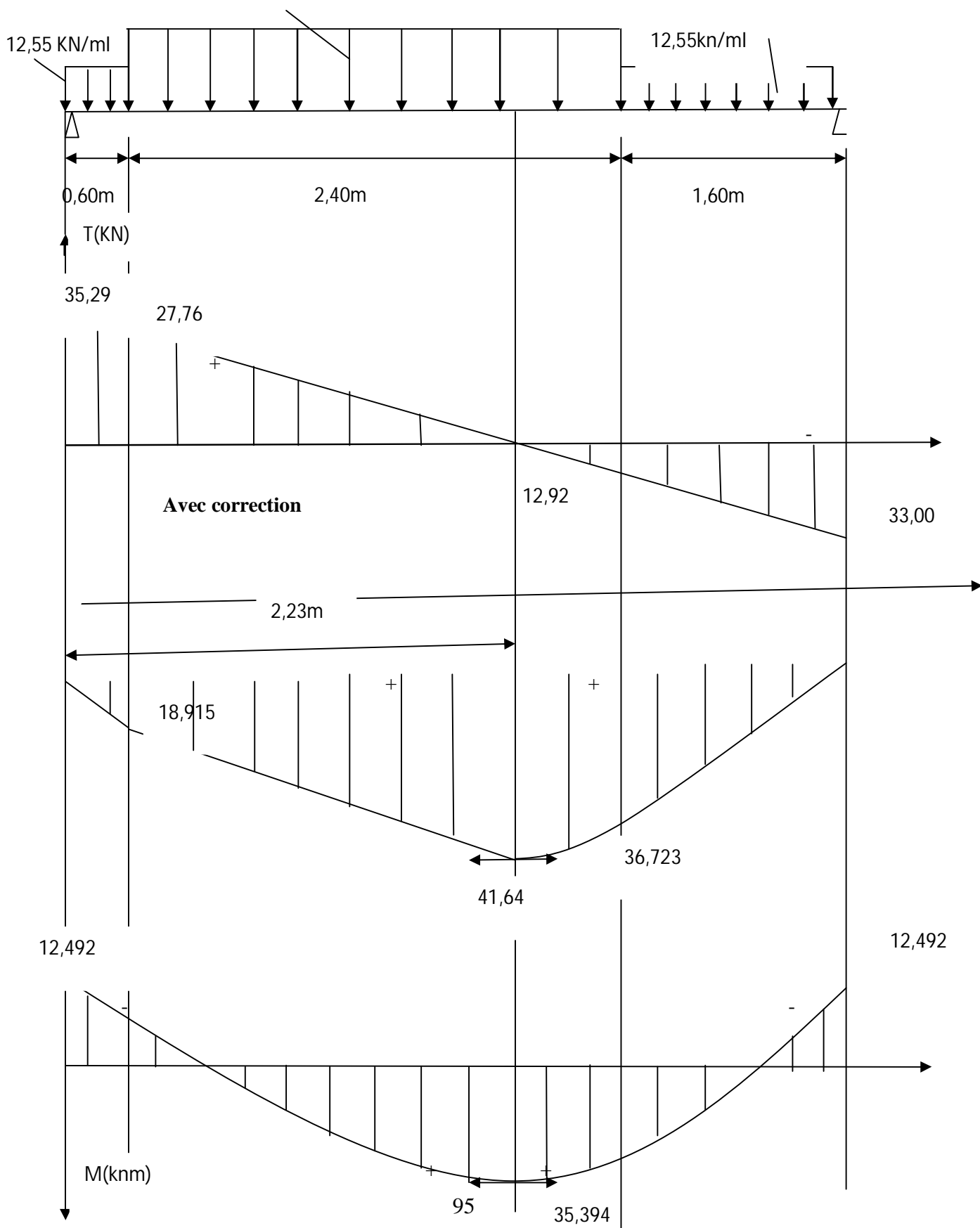
$$M_{ua} = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 41,64 = -12,492 \text{ Kn.m}$$

En travée:

$$M_{ut} = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 41,64 = 35,394 \text{ Kn.m}$$

Diagramme des efforts internes

16,95 kn/ml



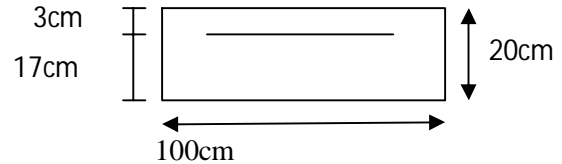
9) Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

B= 100 cm C= 3 cm d= 17cm

a) Aux appuis

♣ Calcul de μ_b :



$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,492.10^6}{1000 \times (170)^2 \times 14,2} = 0,030 \longrightarrow \beta = 0,985$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0,030 \Rightarrow \mu_b < \mu_l \Rightarrow \text{SSA} \\ \mu_l = 0,392 \end{cases}$$

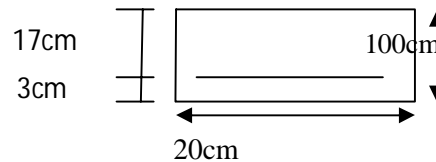
$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,492.10^6}{0,985 \cdot 170 \cdot 348} = 214,37 \text{ mm}^2 = 2,14 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 = 6\text{HA } 10$ Avec : $St=15\text{cm}$

♣ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,178 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Soit : } A_R = 3,02 \text{ cm}^2 = 6\text{HA8 Avec : } St = 15 \text{ cm.}$$

b) En travée



♣ Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35,394.10^6}{1000 \times (170)^2 \times 14,2} = 0,086 \longrightarrow \beta = 0,955$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0,086 \Rightarrow \mu_b < \mu_l \Rightarrow \text{SSA} \\ \mu_l = 0,392 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{35,394.10^6}{0,955 \cdot 170 \cdot 348} = 626,46 \text{ mm}^2 = 6,26 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 7,70 \text{ cm}^2 = 5\text{HA } 14$ Avec : $St = 20 \text{ cm.}$

♣ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,93 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Soit : } A_R = 2,51 \text{ cm}^2 = 5\text{HA8 Avec : } St = 20 \text{ cm.}$$

10) Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité** (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99)

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.17.\frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 4,71 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 7,70 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_U = \frac{T_U}{b.d} \quad \text{Avec : } T_{U\max} = 35,29 \text{ Kn.}$$

$$\tau_U = \frac{35,29}{1,0,17} = 207,58 \text{ Kn} / \text{m}^2 = 207,58.10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa. (fissuration peu nuisible)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa} \\ \tau_U = 207,58.10^{-3} \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification d'adhérence aux appuis** : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5.2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{U\max}}{0,9.d.\sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n.\pi.\phi = 6.(3,14).10 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,29.10^3}{0,9.170.188,4} = 1,22 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_e = 1,22 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'ancrage des barres :** (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 35,27 \Phi \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,0 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,0 = 35,27 \text{ cm}$.

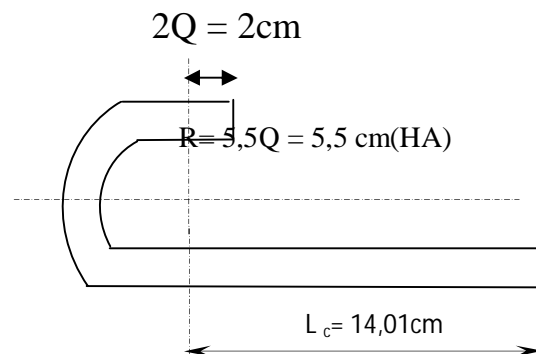
Dans ce cas L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En travée : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,75 \text{ cm}$

En appui : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}$

Par exemple : Pour $\phi = 1,0 \text{ cm}$



❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$\overline{V}_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \cdot 25 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 17}{1,5} = 1020 \text{ Kn}$$

$$\left. \begin{array}{l} \overline{V}_u = 1020 \text{ Kn.} \\ V_u = T_u = 35,29 \text{ Kn.} \end{array} \right\} \longrightarrow V_u < \overline{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_s > \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left(35,29 \cdot 10^{-3} - \frac{12,492 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,17} \right) < 0 \Rightarrow \text{donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures.}$$

❖ **Espacement des barres**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Armatures principales

$$S_{tmax} = \min\{3h | 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 20\text{cm} | 33\text{cm}\} = \min\{60\text{cm} | 33\text{cm}\}$$

$$S_{tmax} = 33\text{cm}$$

On a l'écartement des barres en appui (6HA10) et en travée (5HA14)

$$S_t = 15 \text{ cm et } 20\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_{tmax} > S_t \text{ donc la condition est vérifiée}$$

-Armatures de répartition :

$$S_{tmax} = \{4h|45cm\} = \min \{4 \times 20|45cm\} = \min \{80|45cm\}$$

$$S_{tmax} = 45cm$$

On a l'écartement des barres de répartition $S_t = 20 \text{ cm}$ (5HA8) et $S_t = 15cm$ (6HA8)

$\Rightarrow S_{tmax} > S_t$ donc la condition est vérifiée

Calcul à l'ELS

ELS : (G+Q) \times 1ml

$$\text{Volée : } q_{sv} = (9,775 + 2,5) \times 1ml = 12,275 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{sp} = (6,52 + 2,5) \times 1ml = 9,02 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des réactions

$$\sum F = 0$$

$$9,02 \times (0,60 + 1,60) + 12,275 \times 2,40 = R_A + R_B = 49,304 \Rightarrow R_B + R_A = 49,304 \text{ kn}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$-R_A \times 4,60 + (9,02 \times 0,60) \times (0,6/2 + 4,00) + (12,275 \times 2,40) \times (2,40/2 + 1,60) + (9,02 \times 1,60) \times 1,6/2 = 0$$

$$R_A = 25,50 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 23,804 \text{ KN}$$

❖ Efforts tranchant

* **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0,60m$**

$$T_1(x) - 25,50 + 9,02X = 0$$

$$T(x) = -9,02 X + 25,50$$

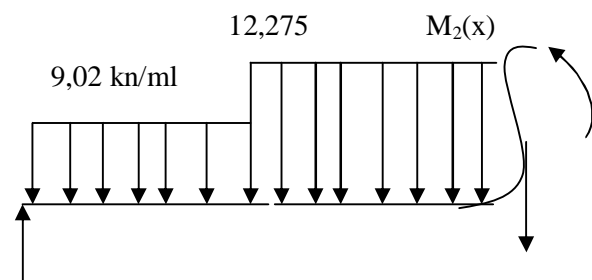
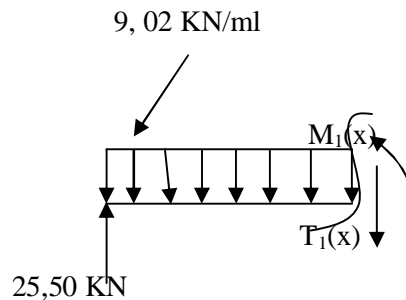
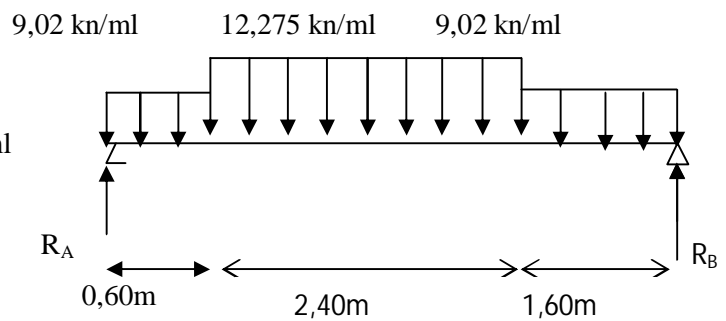
$$\begin{cases} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T_1(0) = 25,50 \text{ Kn} \\ \text{Pour } X = 0,60 \rightarrow T_1(0,60) = 20,09 \text{ Kn} \end{cases}$$

* **2^{eme} trançon: $0,6 \text{ m} \leq x \leq 3,00 \text{ m}$**

$$T_2(x) - 25,50 + 9,02 \times 0,60 + 12,275(X - 0,60) = 0$$

$$T_2(x) = -12,275X + 27,453$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0,60 \rightarrow T_2(0,60) = 20,09 \text{ Kn} \\ \text{Pour } x = 3,00 \rightarrow T_2(3,00) = -9,372 \end{cases}$$



* **3^{eme} tronçon: 3,00 m ≤ x ≤ 4,60 m**

$$T(x) - 25,50 + 9,02x, 60 + 12,275x^2, 40 + 9,02x(X-3,00) = 0$$

$$T_3(x) = -9,02X + 17,688$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 3,00 & \rightarrow T_3(3,00) = -9,372 \text{ Kn} \\ \text{Pour } x = 4,60 & \rightarrow T_3(4,60) = -23,804 \text{ Kn} \end{cases}$$

❖ **Moments fléchissant**

* **1^{er} tronçon : 0 ≤ x ≤ 0,6 m**

$$M_1(x) - 25,50 \cdot x + 9,02 \frac{x^2}{2} = 0 \Rightarrow M_{1(x)} = -4,51x^2 + 25,50x$$

$$\begin{cases} X=0\text{m} & \Rightarrow M_1(x=0) = 0 \text{ Kn.m} \\ X=0,6 \text{ m} & \Rightarrow M_1(x=0,60) = 13,68 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

* **2^{er} tronçon : 0,60 m ≤ x ≤ 3,00 m**

$$M_2(x) - 25,50X + (9,02x, 60)(X-0,3) + 12,275(X-0,60)^2/2 = 0$$

$$\begin{cases} X=0,60\text{m} & \Rightarrow M_1(x=0,60) = 13,68 \text{ Kn.m} \\ X=3,00 \text{ m} & \Rightarrow M_1(x=3,00) = 26,54 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

* **3^{eme} tronçon : 3,00 m ≤ x ≤ 4,60 m**

$$M_3(x) - 25,50X + (9,02x, 60)(X-0,3) + (12,275x^2, 40)(X-1,8) + 9,02(X-3,00)^2/2 = 0$$

$$\begin{cases} X=3,00 & \Rightarrow M_3(x=3,00) = 26,54 \text{ Kn.m} \\ X=4,60 & \Rightarrow M_3(x=4,60) = 0 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul du moment max**

La section la où se situ le moment max est en deuxième tronçon

$$D'où : T_2(x) = -12,275X + 27,453 = 0 \Rightarrow x = 2,24 \text{ m}$$

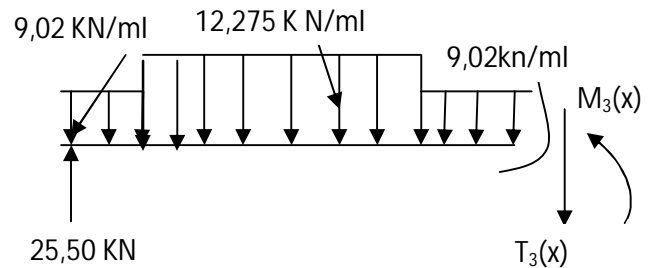
Puis on calcul le moment max :

$$M_2(x) = 25,50X - (9,02x, 60)(X-0,3) - 12,275(X-0,60)^2/2$$

$$M_{\max} = M(2,24) = 30,11 \text{ knm}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semis encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{\max} au niveau des appuis et en travée.



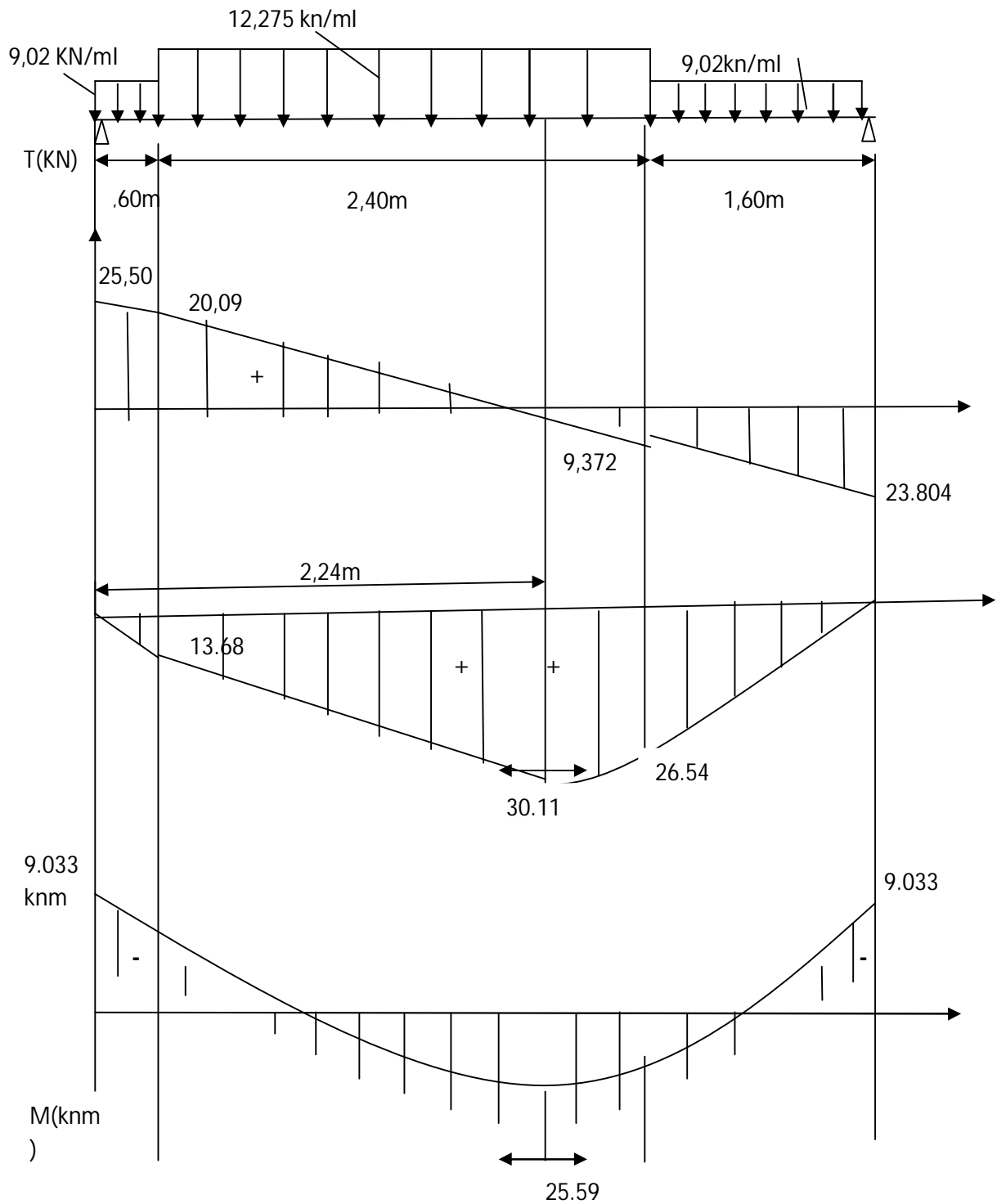
Aux appuis

$$M_{ua} = -0,3 \times M_z^{\max} = -0,3 \times 30,11 = -9,033 \text{ Kn.m}$$

En travée

$$M_{ut} = 0,85 \times M_z^{\max} = 0,85 \times 30,11 = 25,59 \text{ Kn.m}$$

• **Diagramme des efforts internes**



11) Vérification à l'ELS

- Vérification de la résistance du béton à la compression**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_c 28 = 15 \text{ MPa}$

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à :

a) Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 17} = 0,277. \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,917 \\ K_1 = 45,24 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{9,033 \cdot 10^6}{0,917 \times 170 \times 4,71 \cdot 10^2} = 123,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{123,02}{45,24} = 2,72 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,72 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 17} = 0,452 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{25,59 \cdot 10^6}{0,898 \times 170 \times 7,70 \cdot 10^2} = 217,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{217,70}{34,02} = 6,40 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 6,40 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration étant non préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

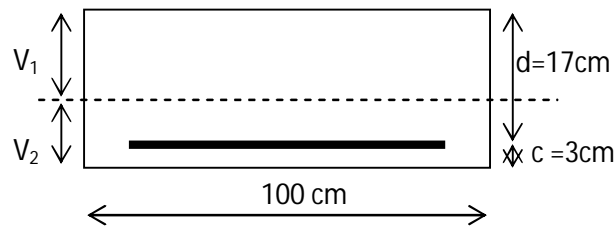
- **Etat limite de déformation** (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)

- **Vérification de la flèche**

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \cdot l^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa \end{cases}$$



Avec :

h : hauteur totale (20 cm)

L : portée entre nus d'appuis L=4,60m

M_t : moment max en travée ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b₀ : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } \frac{h}{L} = \frac{20}{460} = 0.043 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

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

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{avec :}$$

$$q_s = \max(q_v^s; q_{palier}^s) = q_v^s = 12,275 \text{ Kn / ml}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

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

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

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

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

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

$$S_{xx} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + 15 \times 7,70 \times 17$$

$$S_{xx} = 21963,5 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

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

$$B_0 = (100 \times 20) + (15 \times 7,70)$$

$$B_0 = 2115,5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{21963,5}{2115,5} = 10,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38 = 9,62 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I = \frac{100}{3} ((10,38)^3 + (9,62)^3) + 15 \times 7,70 (9,62 - 3)^2$$

$$I = 72017,18 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,275 \times 10^3 \times (4,60)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 72017,18 \times 10^{-8}} = 9,1 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,914 \text{ cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$$

$$f = 0,914 \text{ cm} < \bar{f} = 0,92 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée. (Pas de flèche).}$$

III.E.2 Etude de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids de mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

1) Pré dimensionnement

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

$$0,4 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h$$

Avec :

L: longueur libre maximale entre nus des appuis.

b: largeur de la poutre.

h_t: la hauteur de la poutre.

On a : L=3,00m.

- La hauteur h :

$$\frac{3,30}{15} \leq h_t \leq \frac{3,30}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 0,22\text{m} \leq h_t \leq 0,33\text{m}$$

Soit : h_t = 35 cm.

- La largeur b :

$$0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 \cdot h_t \quad \Leftrightarrow \quad 0,4(35) \leq b \leq 0,7(35)$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

Soit : b = 30 cm. Car le RPA exige b ≥ 20cm

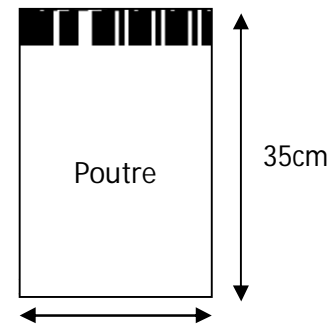


Fig III.E.3

- Vérification des exigences RPA 99 version 2003 (Art 7.4.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{b} \leq 4 \\ \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Détermination des charges et des surcharges

- Poids propre de la poutre :

$$P_{\text{poutre}} = \rho \times V = 25(0,3 \times 0,35) = 2,625 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{L'effort tranchant à l'ELU : } T_u = 33,00 \text{ Kn}$$

$$\text{L'effort tranchant à l'ELS : } T_s = 23,80 \text{ Kn}$$

3) Combinaisons de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 2T_u/L = 1,35 \times 2,625 + 2 \times 33,00/3,30 = 23,54 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + 2T_s/L = 2,625 + 2 \times 23,80/3,30 = 17,05 \text{ Kn/ml}$$

Le moment max en travée

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{23,54(3,30)^2}{8} = 32,04 \text{ Kn.m.}$$

- **Effort tranchant**

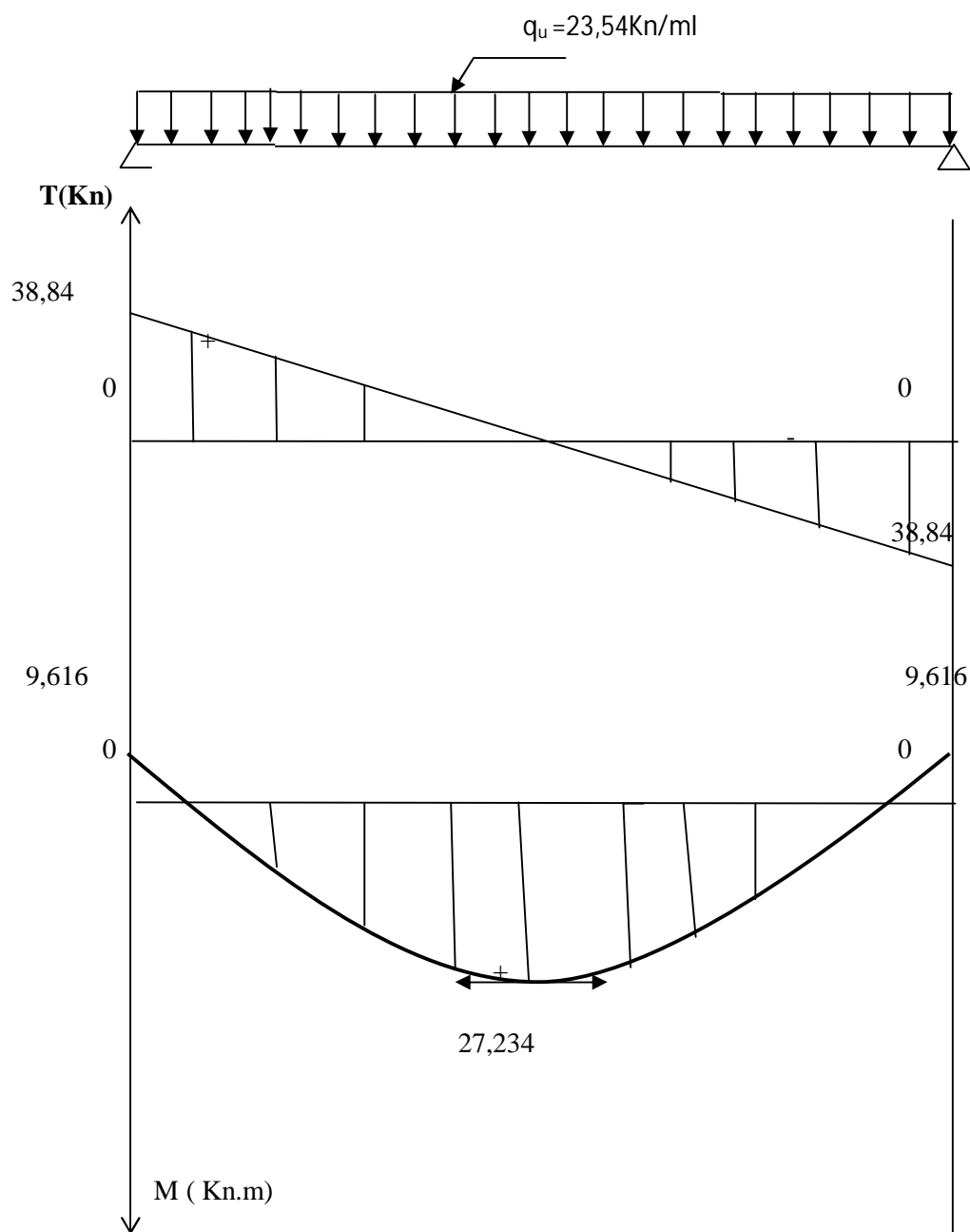
$$T_u = q_u \times L/2 = 23,54 \times 3,30/2 = 38,841 \text{ Kn}$$

Remarque : En tenant compte de semi encastrement on aura :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times 32,04 = 9,616 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Sur travée : } M_t = 0,85 \times 32,04 = 27,234 \text{ Kn.m}$$

Diagramme des efforts internes



5) Ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour une poutre soumise à la flexion simple.

a) Aux appuis

♣ Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,616 \times 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14,2} = 0,022 \longrightarrow \beta = 0,989$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0,022 \\ \mu_1 = 0,392 \end{cases} \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,616 \cdot 10^6}{0,989 \cdot 320 \cdot 348} = 87,310 \text{ mm}^2 = 0,87 \text{ cm}^2$$

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

b) En travée

♣ Calcul de μ_b :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{27,234 \cdot 10^6}{300 \times (320)^2 \times 14,2} = 0,062 \longrightarrow \beta = 0,968$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0,062 \\ \mu_1 = 0,392 \end{cases} \Rightarrow \mu_b < \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27,234 \cdot 10^6}{0,968 \cdot 320 \cdot 348} = 252,64 \text{ mm}^2 = 2,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{tst} = 4,62 \text{ cm}^2 = 3\text{HA } 14$$

6) Vérification à ELU

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 32 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 1,16 \text{ cm}^2 \\ A_{ast} = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_{tst} = 4,62 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_U = \frac{T_U}{b.d} \quad \text{Avec : } T_U = 38,84 \text{ Kn.}$$

$$\tau_U = \frac{38,84}{0,30 \cdot 0,32} = 404,58 \text{ Kn} / \text{m}^2 = 404,58 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_U = 3,33 \text{ MPa} . \\ \tau_U = 0,40 \text{ MPa} . \end{cases} \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U . \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$T_u = 38,84 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 751,30 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(38,84 + \frac{-9,616}{0,9 \times 0,32} \right) = 0,0156 \text{ cm}^2.$$

\Rightarrow .condition vérifiée

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

❖ **Vérification à l'entraînement des barres** (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \psi_s = 1,5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9.d \cdot \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot (3,14) \cdot 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,84 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 320 \cdot 113,04} = 1,193 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \tau_e = 1,193 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des ancrages des barres** (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 35,27 \Phi \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,378 \text{ cm} > 33 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,324 \text{ cm} > 33 \text{ cm}$.

Nous adaptons pour des raisons pratique un crochet normal sera calculée comme suit :

En travée : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,378 = 19,75 \text{ cm}$

En appui : $L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,324 = 16,93 \text{ cm}$

- **Calcul des armatures transversales**

Diamètre : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35} = 1,00; \frac{30}{10} = 3,00; 1,2 \right) \Leftrightarrow$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left(\frac{35}{4} = 8,75; 12(1,2) = 14,4; 30 \right) \Leftrightarrow \text{Soit : } e = S_t = 7 \text{ cm.}$$

• **En travée**

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.} \Leftrightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

6) Vérification à l'ELS

Calcul à l'ELS

$$q_s = G + 2T_s/L = 2,625 + 2 \times 23,80/3,30 = 17,05 \text{ Kn/ml}$$

a) Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 17,05 \times \frac{3,30}{2} = 28,13 \text{ KN}$$

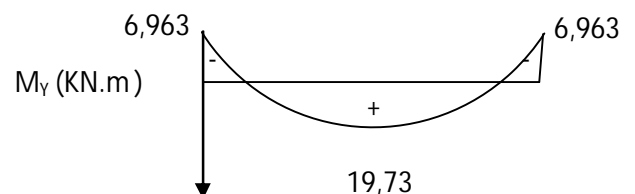
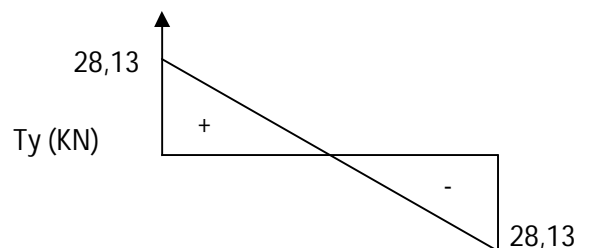
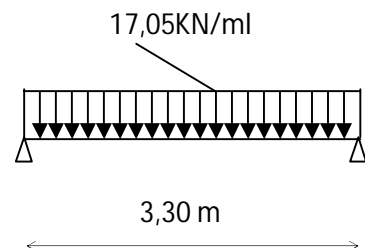
b) Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 17,05 \times \frac{3,30^2}{8} = 23,21 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 23,21 = -6,963 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 23,21 = 19,73 \text{ KN.m}$$



- **Vérification de la résistance du béton à la compression**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (voir chapitre I).

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de ρ , qui est égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

a) Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 32} = 0,353 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ \dots \dots \dots \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{6,963 \times 10^6}{0,908 \times 320 \times 3,39 \cdot 10^2} = 70,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{70,69}{39,35} = 1,80 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1,80 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 27} = 0,684 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,879 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{15,76 \cdot 10^6}{0,879 \times 270 \times 4,62 \cdot 10^2} = 143,734 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{143,734}{26,32} = 5,46 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5,46 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche**

Les règles (BAEL 91 modifié 99/ Art.B.6.5.2), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec:.

h : hauteur totale (30cm) ;

L : portée entre nus d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b₀ : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{300} = 0,12 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M_t^s}{10.M_0} = \frac{19,73}{10 \times 23,21} = 0,085 \\ \frac{h}{l} = 0,12 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{10.M_0} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t / b_0 d = 4,62 / 30 \times 32 = 0,0048 \\ 4,2 / 400 = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow A / b_0 d \leq 4,2 / 400 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

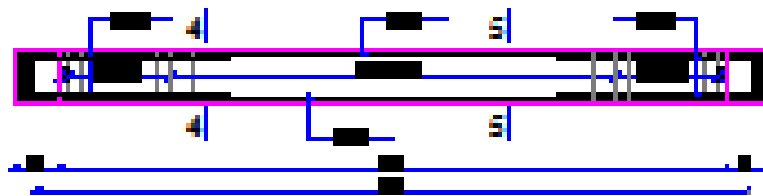
Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Conclusion

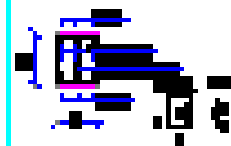
Dans cette partie, on a calculé tout les éléments de notre structure dont on effectuera la modalisation et les vérifications.

Ferraillage de la poutre de chaînage - (30x35) -

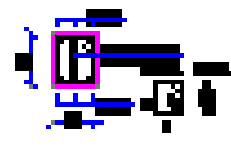
NIV: +3.06, +6.12, +9.18, +12.24, +15.30 et +18.36



Coupe 4 - 4

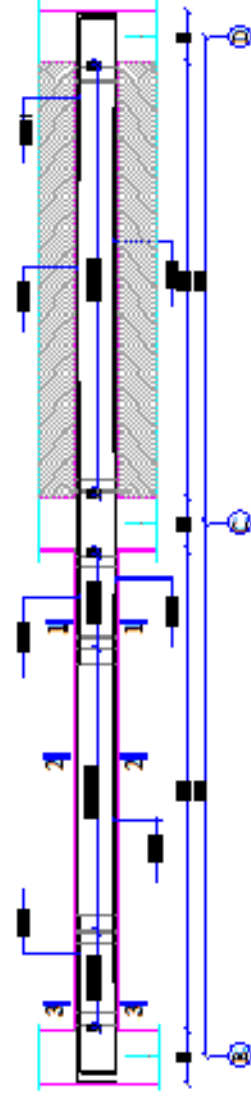


Coupe 5 - 5



Ferrailage des poutres principales - (30x40) -
 NV: +3.06, +6.12, +9.18, +12.24, +15.30 et +18.36

FILE - 1.



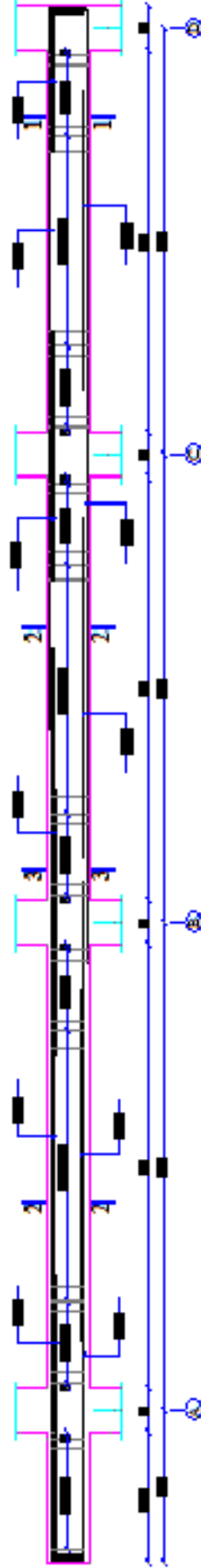
Coupe 1 - 1

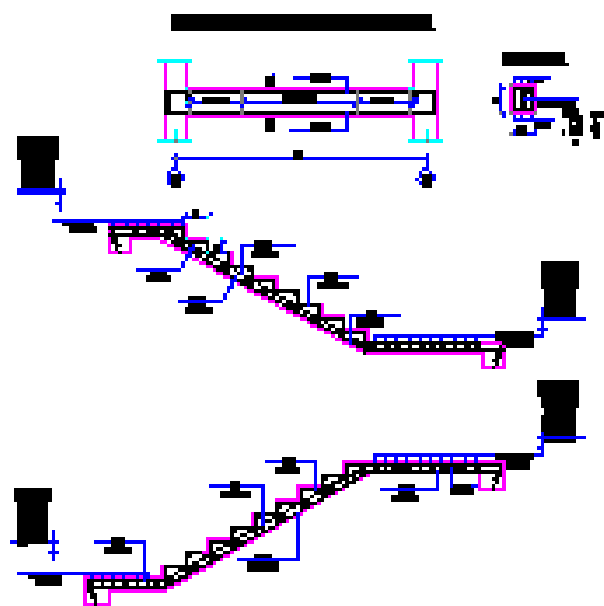
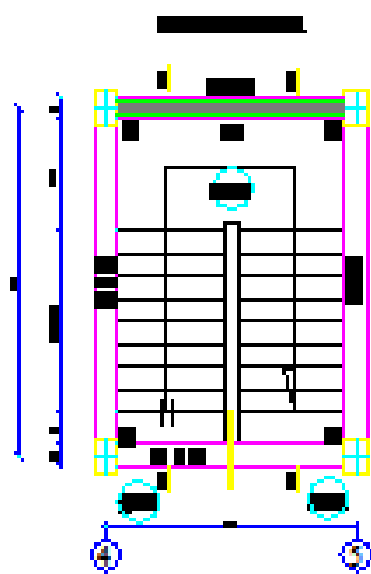
Coupe 2 - 2

Coupe 3 - 3



FILES - 3 et 6-





FERR FOUTREILLE TYPE - N1 -



FERR FOUTREILLE TYPE - N2 -



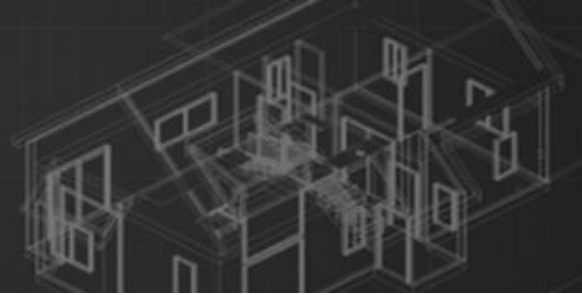
FERR FOUTREILLE TYPE - N3 -



FERR FOUTREILLE TYPE - N4 -



CHAPITRE IV



MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION

Chapitre IV

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION

VI.1 INTRODUCTION

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

➤ Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément.

Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2 Description du logiciel *ETABS*

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. 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 avec des compléments de conception et de vérification des structures ;il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système ,les diagrammes des efforts internes, les modes de vibration.....etc.

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*). 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 décente 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*).

- **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

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.3 Choix de la Méthode de calcul

- **Méthodes utilisables**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ **La méthode statique équivalente,**
- ✓ **La méthode d'analyse modale spectrale,**
- ✓ **La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes,**

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

IV.4 Présentation de la méthode modale spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

Principe

Par cette méthode, il est recherché par chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de calcul ; ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- La structure est classée en groupe d'usage **2** (RPA 2003/Art 3.2).
- La structure est de catégorie **S3** (sol meuble).
- La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **Ila**.
- La structure à étudiée fait **19.96 m** (RDC+ étage courant + charpente terrasse) de hauteur

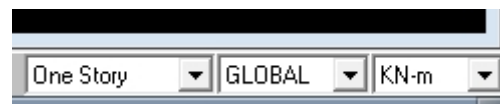
IV.5 Etapes de modélisation

a) Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x,
- Le nombre de portique suivant y-y,
- Le nombre des étage

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 8

Number Lines in Y Direction: 4

Spacing in X Direction: 6,

Spacing in Y Direction: 6,

☐ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories: 6

Typical Story Height: 3,06

Bottom Story Height: 3,06

☐ Custom Story Data Edit Story Data...

Units: KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck

Staggered Truss

Flat Slab

Flat Slab with Perimeter Beams

Waffle Slab

Two Way or Ribbed Slab

Grid Only

OK Cancel

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

Modification de la géométrie de base

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	3,10	Primary	Show	Top	
2	B	4,10	Primary	Show	Top	
3	C	4,10	Primary	Show	Top	
4	D	3,30	Primary	Show	Top	
5	E	4,10	Primary	Show	Top	
6	F	4,10	Primary	Show	Top	
7	G	3,10	Primary	Show	Top	
8	H	0	Primary	Show	Top	
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	4,20	Primary	Show	Left	
2	2	4,60	Primary	Show	Left	
3	3	4,80	Primary	Show	Left	
4	4	0	Primary	Show	Left	
5						
6						
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

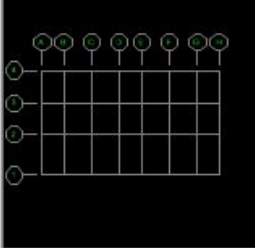
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

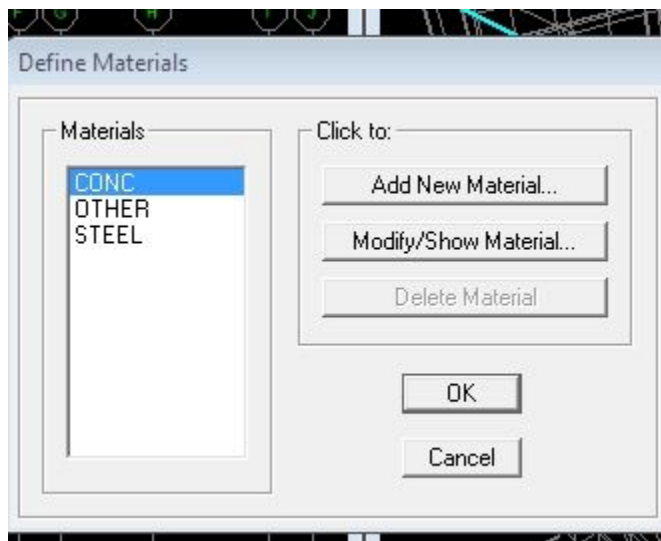
OK Cancel



b) Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

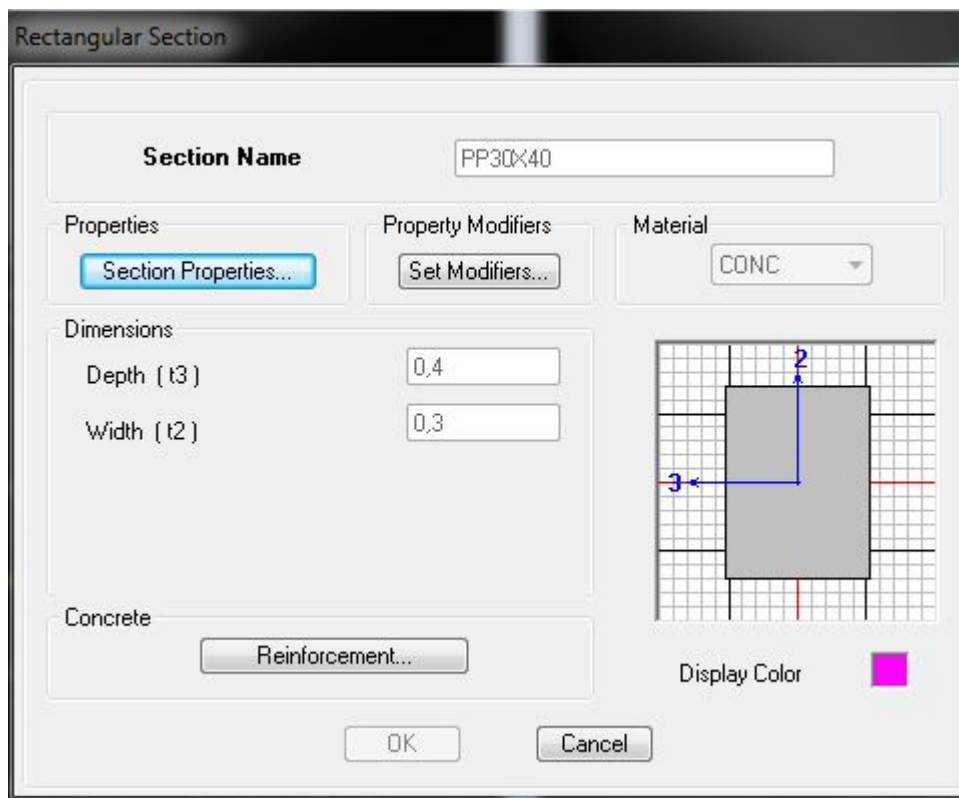


c) Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



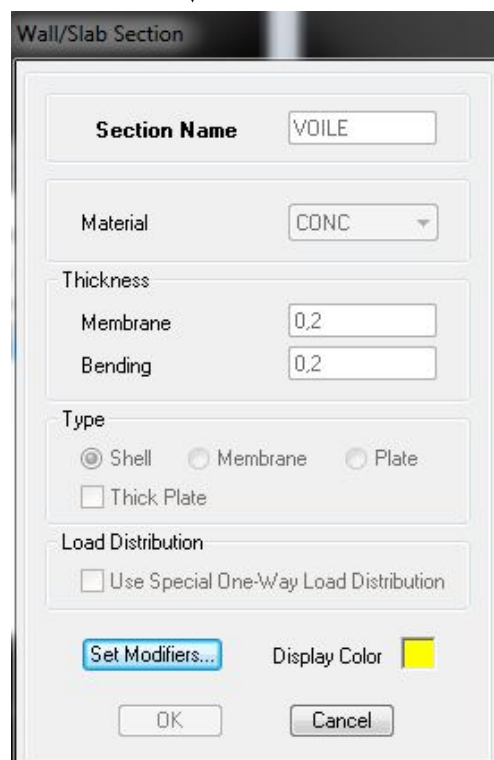
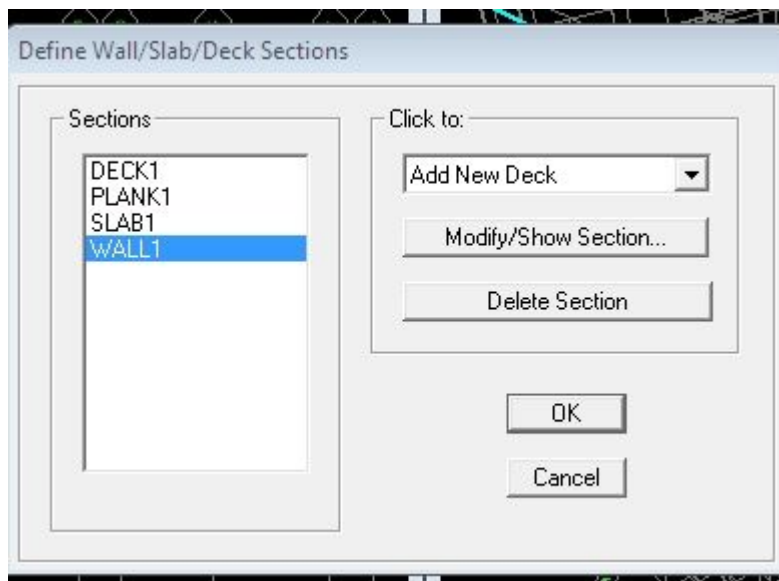
Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'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.



d) Quatrième étape : Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

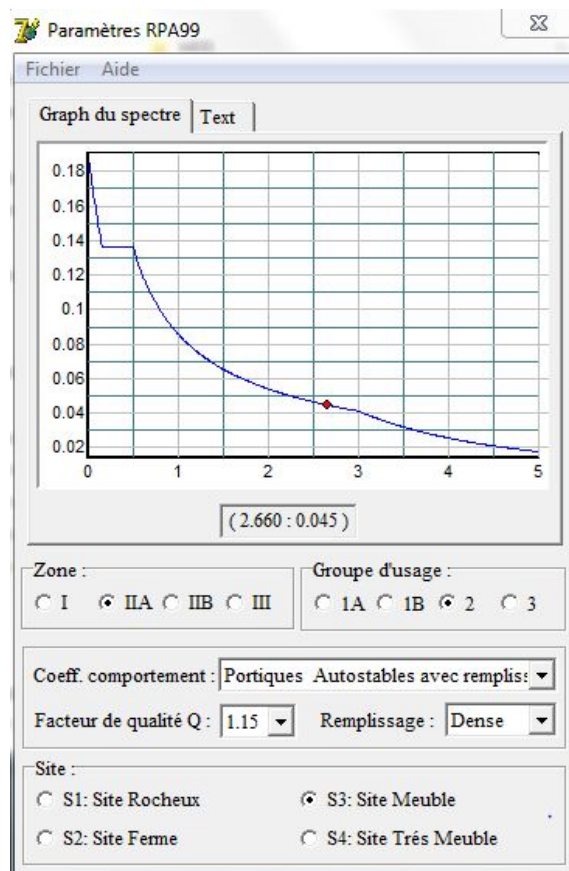
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

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.**



Fonction Name (nom du spectre): RPA.

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define —→ **Reponses spectrum cases** —→ **Add New Spectrum**

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EX

Structural and Function Damping
Damping 0,1

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
 f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF
☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAX	10,
U2		
UZ		

 Excitation angle 0,

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05
 Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EY

Structural and Function Damping
Damping 0,1

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
 f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS ☐ ABS Orthogonal SF
☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPAY	10,
UZ		

 Excitation angle 0,

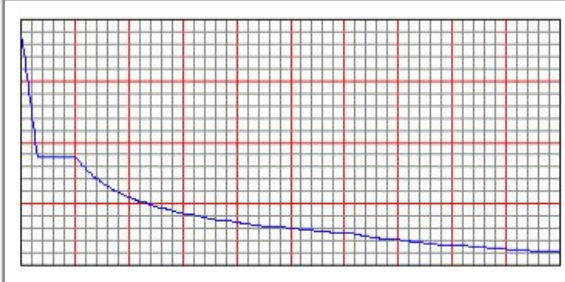
Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05
 Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Function Definition

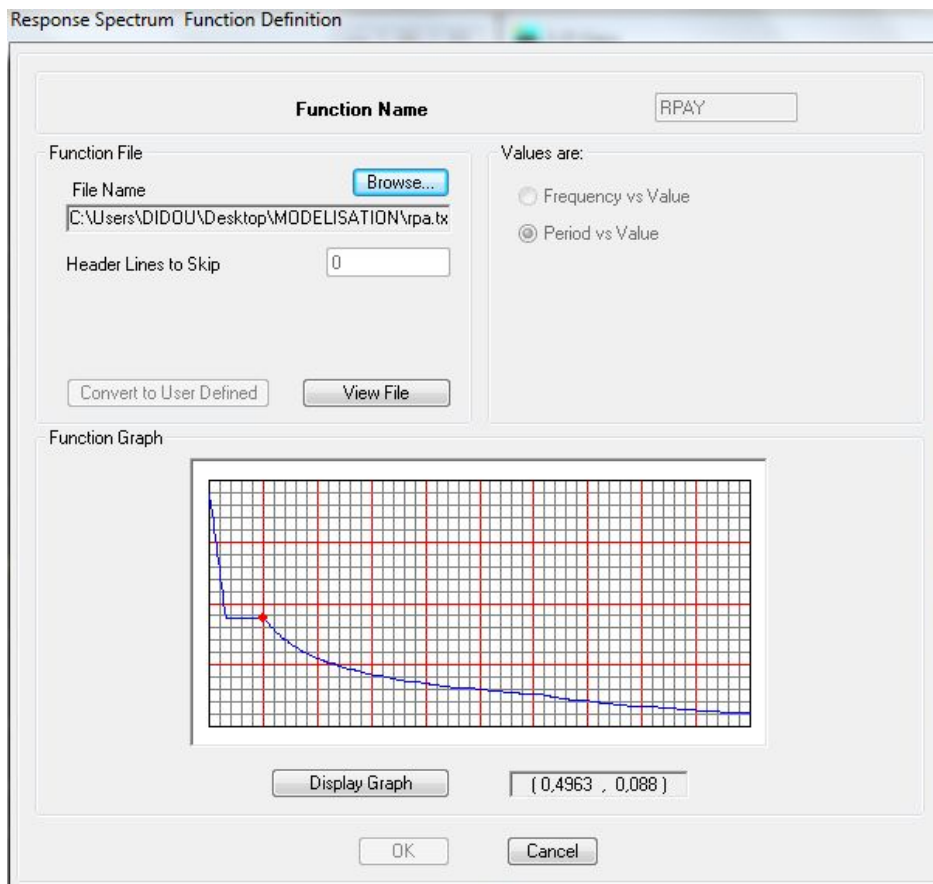
Function Name RPAX

Function File
 File Name
 C:\Users\DIDOU\Desktop\MODELISATION\rpa.tx
 Header Lines to Skip 0

Values are:
☐ Frequency vs Value
☒ Period vs Value

Function Graph


0,0,0,0



Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

définie les charge

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation

Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load


Show Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

E) Cinquième étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient  en cliquant sur

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed**.

Frame Distributed Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Load Type and Direction

☒ Forces ☐ Moments

Direction: Gravity

Options

☐ Add to Existing Loads

☒ Replace Existing Loads

☐ Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load: 2.25

OK Cancel

Dans la case Load Case Name on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

F) Sixième étape : Introduction des combinaisons d'action

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformation sont :

- **Combinaison aux états limites**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaison d'actions accidentelles du RPA.

$G + Q + Ex$

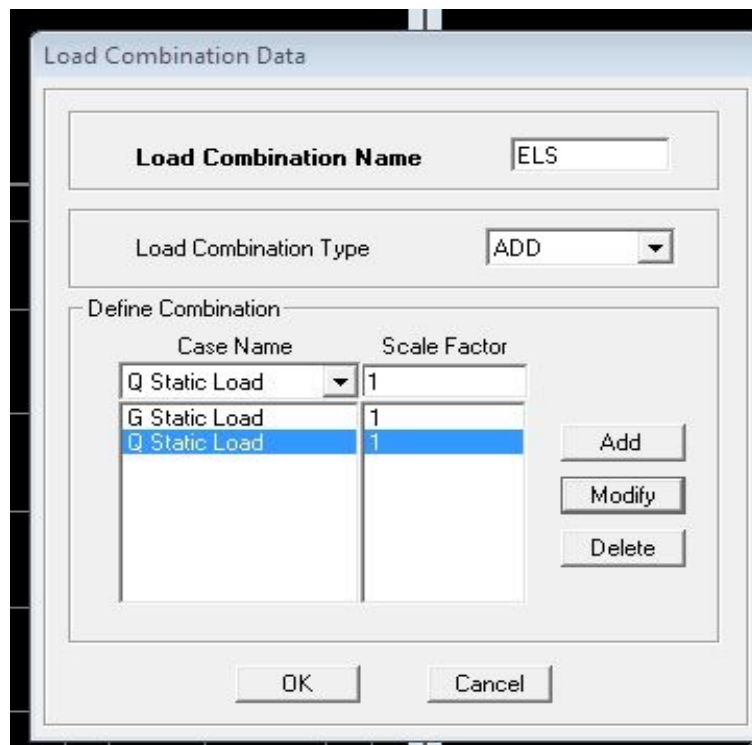
$G + Q + Ey$

$0.8G + Ex$

$0.8G + Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load combination** → **add New combo.**



Load Combination Data

Load Combination Name

Load Combination Type

Define Combination

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1,35
G Static Load	1,35
Q Static Load	1,5

Pour reprendre les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Define Load Combinations

Combinations

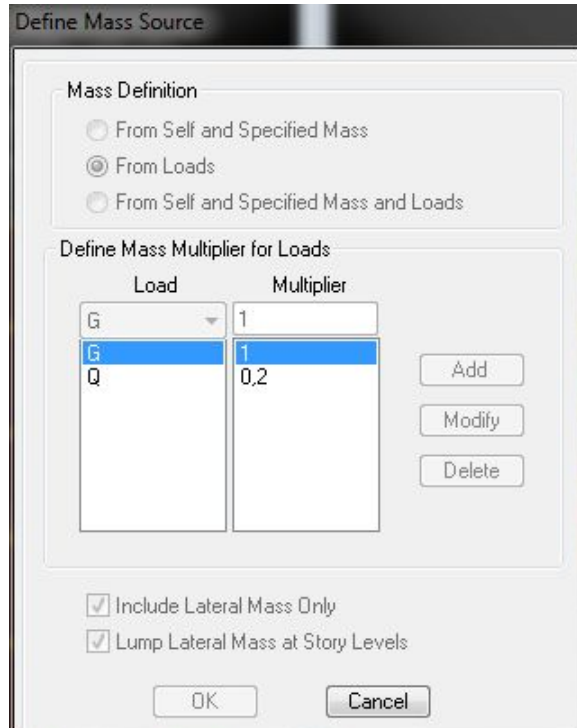
- ELU
- ELS
- GQEX
- GQEY
- 08GEX
- 08GEY
- GQ12EX
- GQ12EY

Click to:

Masse source

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de B suivant la nature de la structure pour Q



Define Mass Source

Mass Definition

☐ From Self and Specified Mass

☒ From Loads

☐ From Self and Specified Mass and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
G	1
G	1
Q	0.2

Add

Modify

Delete

☒ Include Lateral Mass Only

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

G) Septième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

APPUIS

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du Base puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Restraints

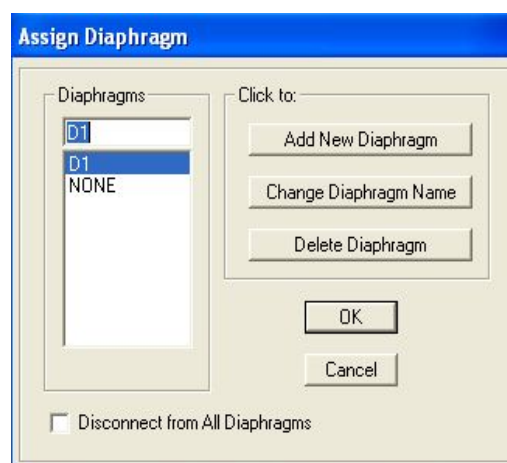


✚ Diaphragmes

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.

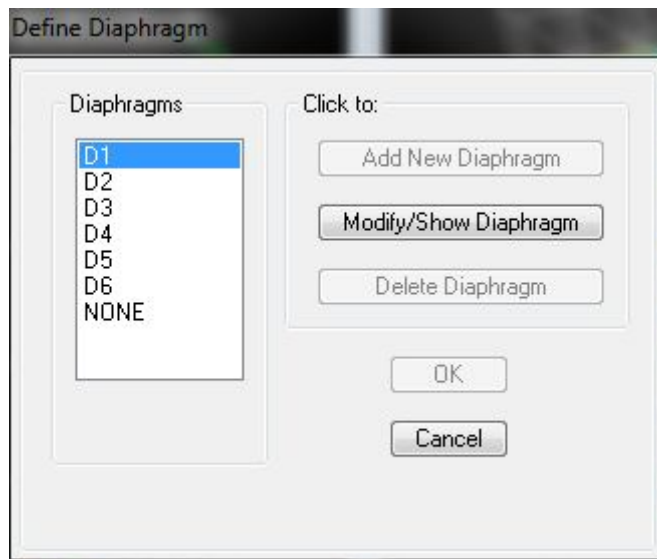
On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

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.



H) 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**, ou bien on clique sur f_5 .

IV.6 Visualisation des résultats

🚦 Période et participation modale

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

🚦 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 la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Efforts internes dans les voiles

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Déplacements

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel®**, la colonne U_x correspond au sens xx, et U_y au sens yy.

Effort tranchant 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 « **EX ou EY** ».

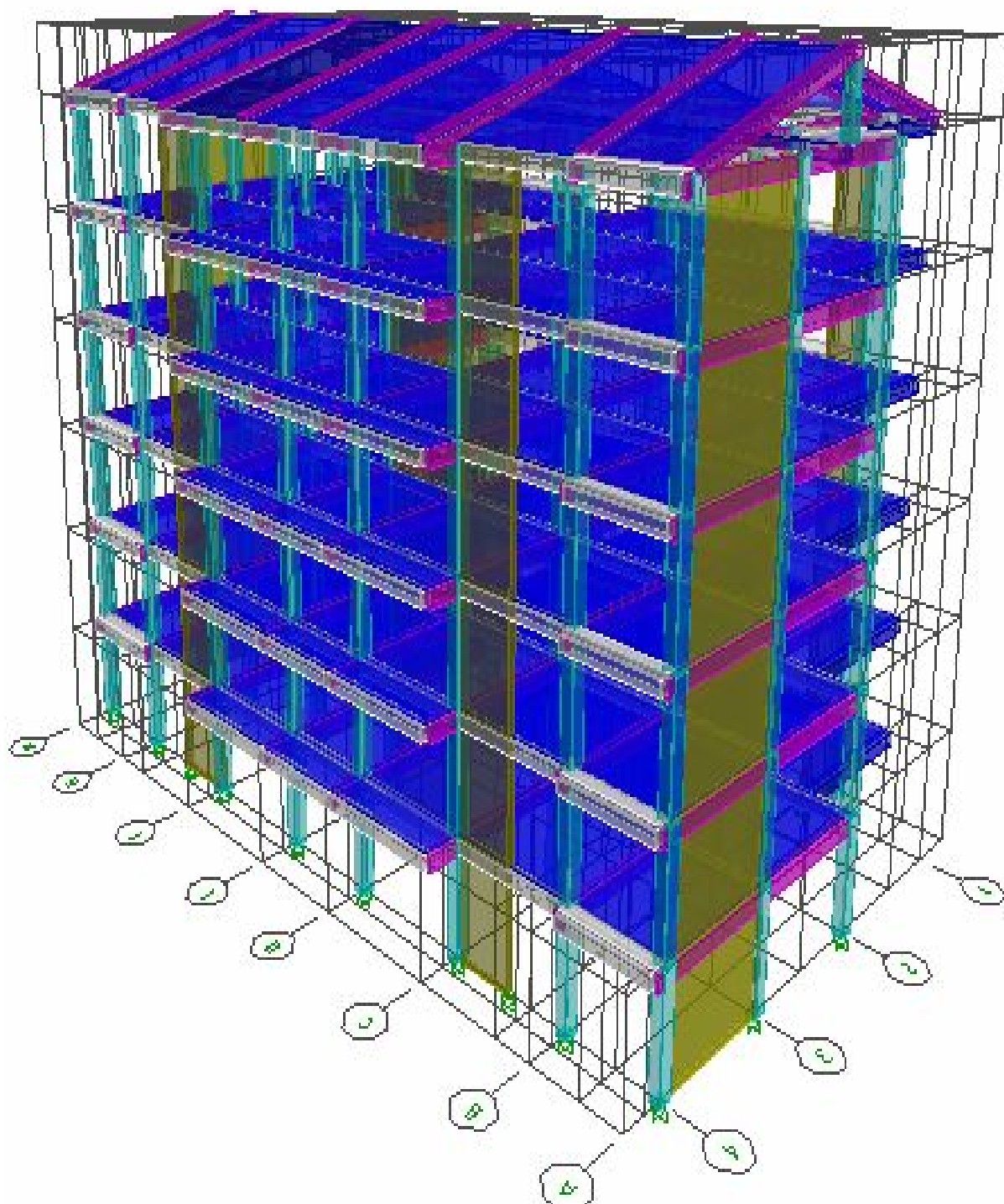


Fig. IV.1 Vue en trois dimensions de la structure.

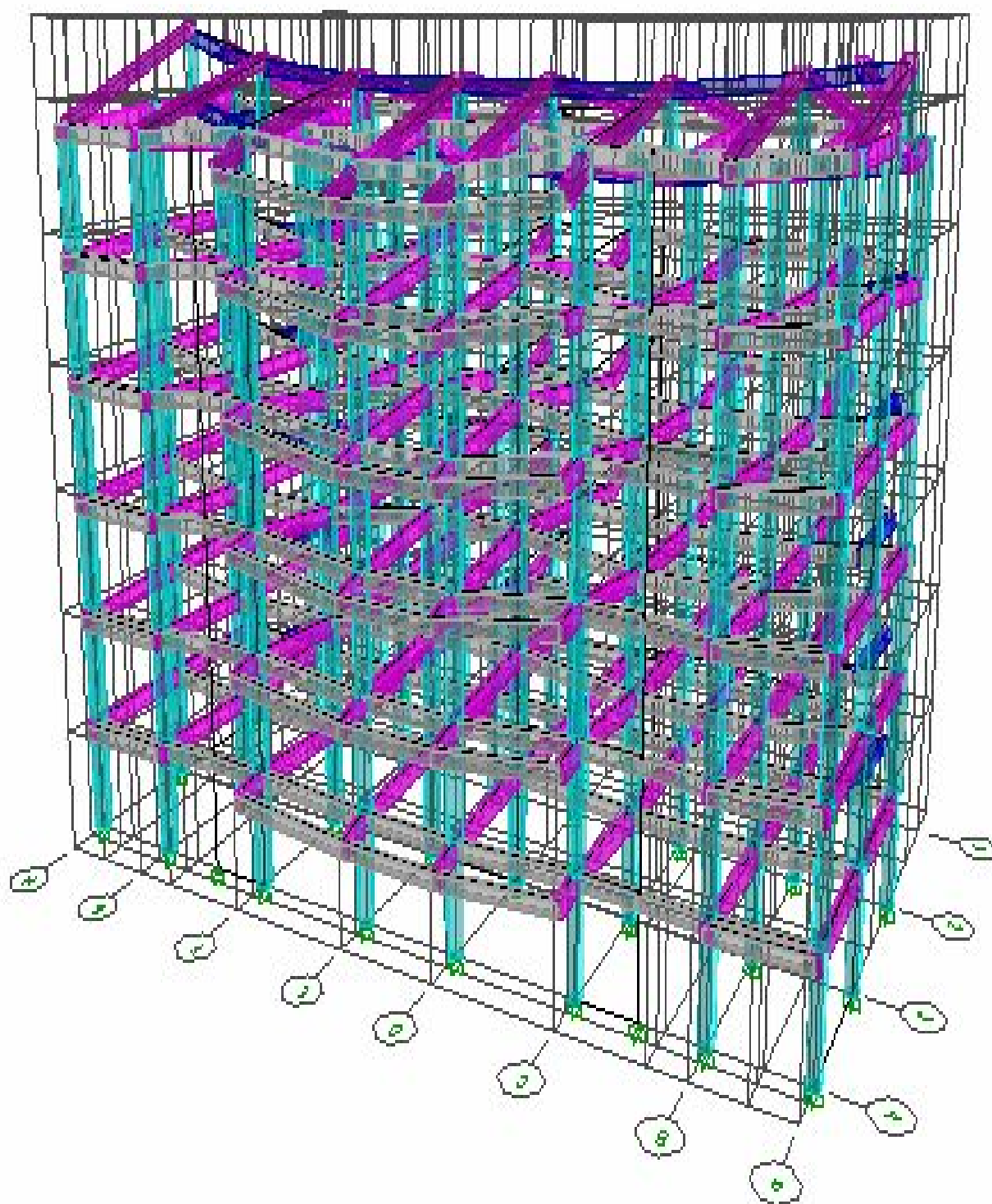


Fig. IV.2 Vue en trois dimensions de la structure après analyse

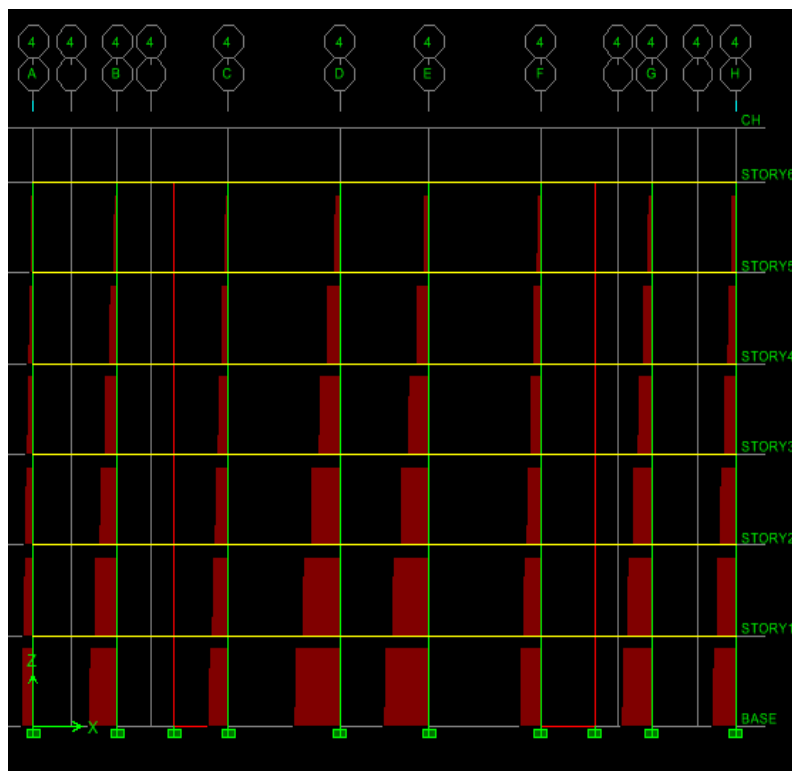
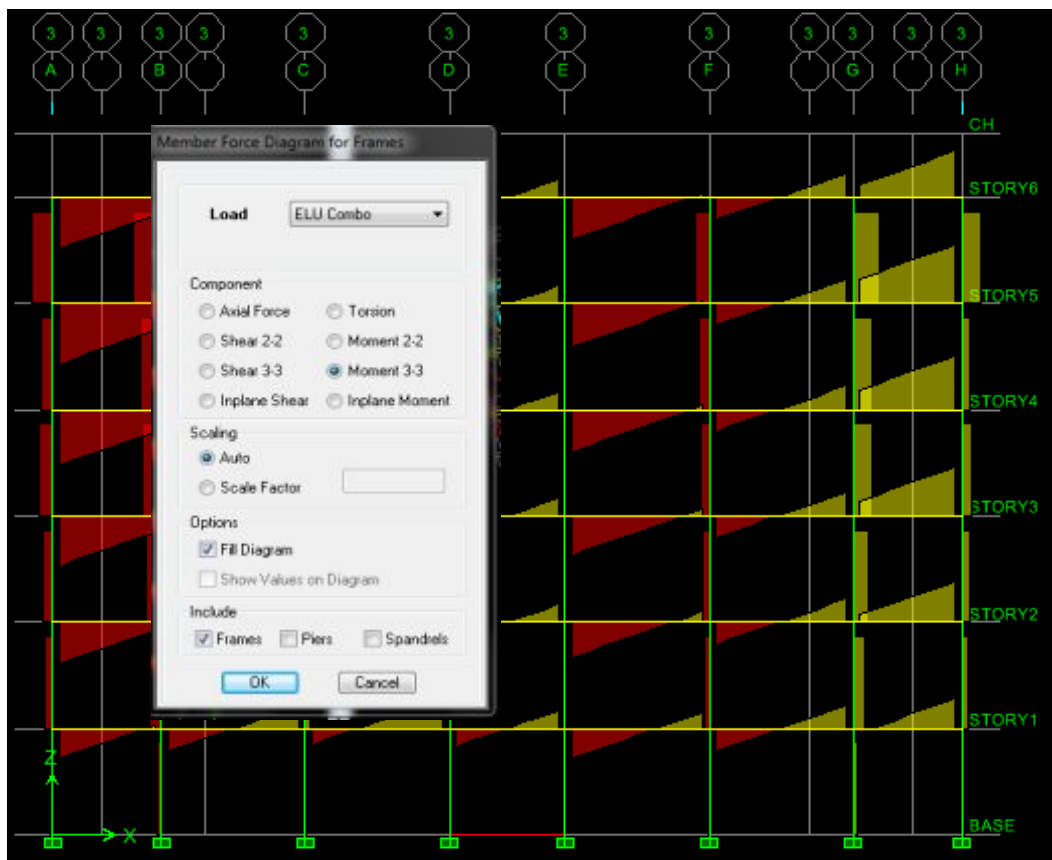


Fig. IV. 3 Visualisation des efforts dan la structure

✚ Détermination des paramètres se spectre de réponse de calcul

- a) **Le site** : d'après le rapport de sol de notre structure, on constate que le site meuble S3. (Article 3.3.1 de RPA).
- b) **La zone** : zone IIa IRDJEN wilaya de Tizi-Ouzou moyenne sismicité. (ANNEXE 1 de RPA).
- c) **Le groupe d'usage** : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).
- d) **Remplissage** : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).
- e) **Calcul du facteur de qualité Q** :

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \Sigma P_a$$

✚ Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q

- Sens longitudinal

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.10

Tableau IV.1 valeurs des pénalités P_q

- Sens transversal

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.10

Tableau IV.2 valeurs des pénalités P_q

Sens longitudinal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1.15.$$

Sens transversal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1.15.$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable **Q =1.15**.

IV.6.1 Etude de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS version 9.7.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0,3925	0
End Point	26,5928	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,1002	1,9322	0,	359,5446

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	1150,249	106,725	223,0601
Moment	0,	0,	0,	2754,87	12275,1151	7069,7386

Close Refresh

Fig IV.4 figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de EX

➤ **Sens x-x :**

On a : 1150,249 → 100%

1046,8642 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles.

$$X = \frac{1046,8642 \times 100}{1150,249} = 91.01\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 91.01%

Effort repris par les portiques = 8,98%

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-0,5641	0
End Point	26,7644	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,1002	2,0395	0,	359,8201

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	32,4446	584,6457	79,7513
Moment	0,	0,	0,	4146,2104	647,4834	7349,8522

Buttons: Close, Refresh

Fig IV.5 Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de Ey

➤ **Sens y-y :**

On a : 685,236 → 100%

584,6457 → X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles.

$$X = \frac{584,6457 \times 100}{685,236} = 85,32\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 85,32%

Effort repris par les portiques = 14,67%

Conclusion

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par voiles.

- Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumé dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Tableau 3.3.1
La zone	II _a	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Facteur de qualité	1.15	Tableau 4.4
coefficient de comportement	4	Tableau 4.3

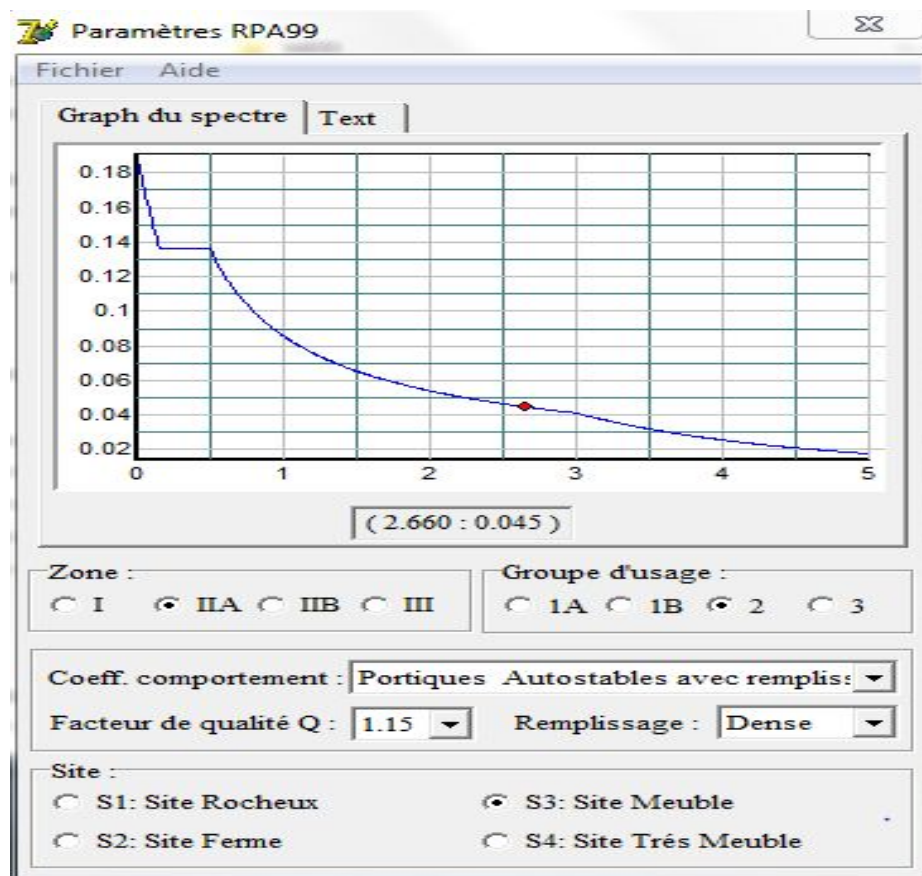


Fig. IV.6 Logiciel donnant les caractéristiques réponses de calcul

IV.6.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :(RPA Version 2003 ART 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V 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 $0.8 V_t / V_D$

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

Application :

- a) **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe / zone	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau IV.3 Coefficient d'accélération de zone A.

Donc : A = 0.15

b) **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

$T_2(S_2) = 0,50$ sec

• η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau

Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système struc
 Nous avons un contreventement voiles donc on prend : $\xi = 10 \%$
 D'où $\eta = 0.76 > 0,7$

Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale(T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres a 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 RPA99/version2003. Dans notre cas $C_T = 0.05$

D'où **$T = 0.47S$**

D'où **$D = 1.90$**

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles.

Donc : **$R = 4$** .

c) Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \Sigma P_a$$

Sens longitudinal

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1,15.$$

Sens transversal

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1.15.$$

d) **W : poids de la structure.**

Story	Diaphragma	CumMassX	Cum Massy
STORY1	D1	493.9828	493.9828
STORY2	D2	489.926	489.926
STORY3	D3	489.926	489.926
STORY4	D4	489.926	489.926
STORY5	D5	489.926	489.926
STORY6	D6	346.9853	346.9853
		Σ=2800.6721	Σ=2800.6721

Tableau IV.4 Poids de chaque niveau.

A multiplier par 10 pour avoir le poids total d'où :

$$W = 2800.6721 \times 10 = \mathbf{28006.721KN}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_L = \frac{(0.15 \times 1.9 \times 1.15 \times 28006.721)}{4} = 2294.80KN$$

$$V_T = \frac{(0.15 \times 1.9 \times 1.15 \times 28006.721)}{4} = 2294.80KN$$

➤ Vérification

Sens x-x :

Story	Load	Loc	VX	VY
STORY6	EX	Top	623.87	0
STORY6	EX	Bottom	623.87	0
STORY5	EX	Top	1055.01	0
STORY5	EX	Bottom	1055.01	0
STORY4	EX	Top	1393.86	0
STORY4	EX	Bottom	1393.86	0
STORY3	EX	Top	1639.23	0
STORY3	EX	Bottom	1639.23	0
STORY2	EX	Top	1796.43	0
STORY2	EX	Bottom	1796.43	0
STORY1	EX	Top	1882.74	0
STORY1	EX	Bottom	1882.74	0

✓ $V_{\text{etabs}} = 1882.74 \text{ KN} > 0,8 \times 2294,80 = 1835,84 \text{ KN}$.

➤ Sens y-y :

Story	Load	Loc	VX	VY
STORY6	EY	Top	0	740.34
STORY6	EY	Bottom	0	740.34
STORY5	EY	Top	0	1216.08
STORY5	EY	Bottom	0	1216.08
STORY4	EY	Top	0	1567.2
STORY4	EY	Bottom	0	1567.2
STORY3	EY	Top	0	1830.86
STORY3	EY	Bottom	0	1830.86
STORY2	EY	Top	0	2016.28
STORY2	EY	Bottom	0	2016.28
STORY1	EY	Top	0	2129.01
STORY1	EY	Bottom	0	2129.01

✓ $V_{\text{etabs}} = 2129.01 \text{KN} > 0.8 \times 2294,80 = 1835,84 \text{KN}.$

Conclusion

L'effort tranchant à la base est vérifié.

La majoration du paramètre de réponse n'est pas nécessaire dans les deux sens.

IV.6.3 Déplacements relatifs

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

- a) **Le déplacement horizontal** : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\text{D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

- b) **Le déplacement relatif** : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY5	D6	EX	0.0104	0.0004
STORY5	D6	EY	0.0004	0.0093
STORY4	D5	EX	0.0088	0.0003
STORY4	D5	EY	0.0004	0.0074

Tableau. IV.5 Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

▪ **sens X**

$$\Delta x = 1.04 - 0.88 \text{ cm} = 0.16 \text{ cm}$$

$$\Delta x \cdot R = 0.16 \times 4 = 0.64 \text{ cm}$$

$$\text{RPA99V03} \dots 1\% \times H_{et} = 0.01 \times 306 = 3.06 \text{ cm}$$

D'où $0.64\text{cm} < 3.06\text{cm}$ en conclusion, le déplacement au sommet de la structure dans le sens de X est vérifié.

▪ **sens Y**

$$\Delta y = 0.93\text{cm} - 0.74\text{cm} = 0.19\text{cm}$$

$$\Delta y \cdot R = 0.19 \times 4 = 0.76$$

$$\text{RPA99V03} \dots 1\% \times H_{et} = 0.01 \times 306 = 3.06\text{cm}.$$

D'où : $0.76\text{cm} < 3.06\text{cm}$ en conclusion, le déplacement au sommet de la structure dans le sens de Y est vérifié.

Remarque

On n'a introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle n'est pas introduite auparavant.

Conclusion

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

IV.6.4 Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

➤ Sens l'action de Ex

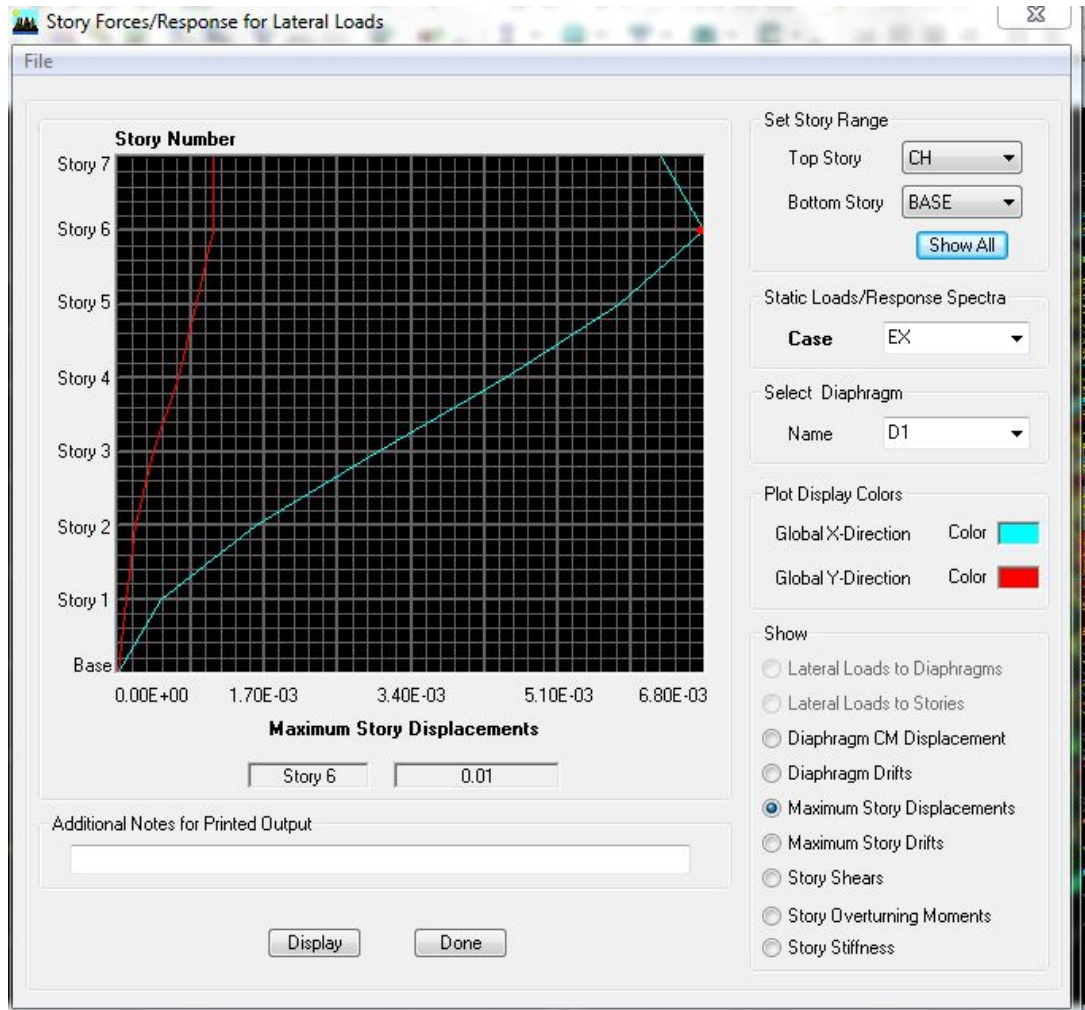


Fig IV.7 Vérification des déplacements selon Ex

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{19.96}{500} = 0.039 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

➤ Sous l'action Ey :

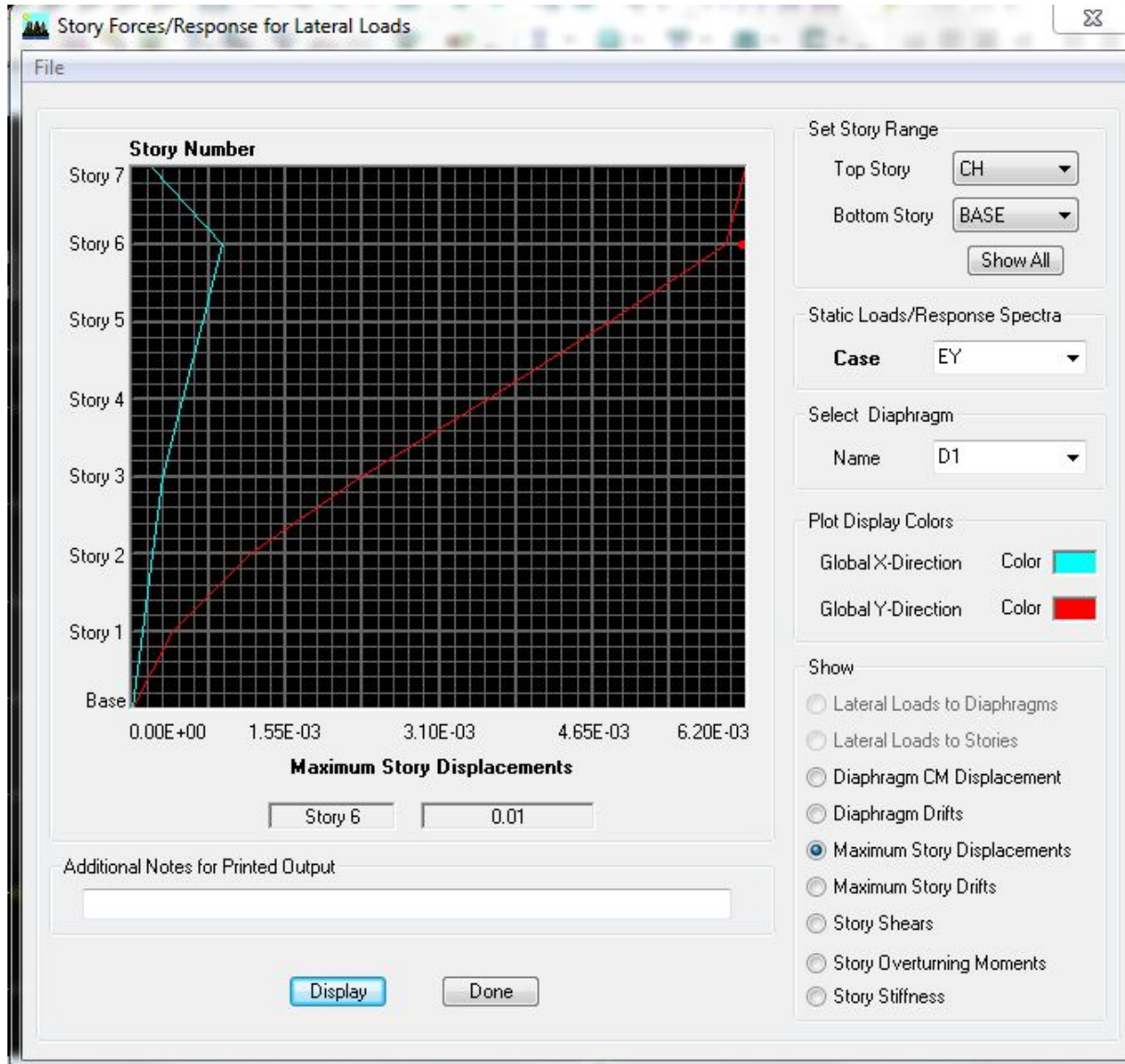


Fig. IV.8 Vérification des déplacements selon Ey

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{19.96}{500} = 0.039 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.5 Nombre de mode à considérer (Art 4.3.4 / RPA2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans notre cas :

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0.599281	72.6469	0.1003
2	0.521611	72.7916	69.5872
3	0.376623	73.0964	70.2791
4	0.14404	88.9119	70.288
5	0.115689	88.9245	89.9773
6	0.081357	88.9914	90.1982
7	0.063484	94.969	90.2012
8	0.051976	94.9732	96.4534
9	0.037964	97.5553	96.4538
10	0.036201	97.6358	96.5225
11	0.033305	97.6378	98.8947
12	0.030017	98.3045	98.8948

Le nombre de modes considérés dans les calculs a été pris de telle sorte qu'on puisse avoir le maximum de réponse sismique d'ou d'après le RPA 99 V03, on doit avoir :

$$\Sigma \alpha \geq 90\%.$$

Dans le cas actuel, on prend les 05 premiers modes de vibration

$$\text{Mode 7 X} \text{-----Sum UX} = 94.9690$$

$$\text{Mode 6Y} \text{-----Sum UY} = 90.1982$$

Dans les deux directions, d'ou la condition du RPA est vérifiée.

IV.6.6 Vérification on contreventement

Mode fondamentale de vibration -----> Mode 1-----> $T_1 = 0.599281\text{sec}$

$$T_{adm} (\text{RPA99V03}) = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0.05 \times (19.96)^{3/4} = 0.472161\text{sec}$$

Conclusion

$$T_1 = 0.599281\text{sec} < T_{adm} = 0.472161 \times 1.3 = 0.6138093\text{sec}$$

D'ou: le contreventement de la structure est vérifié.

IV.6.7 Vérification de l'excentricité

D' après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas ou il est procède a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ **Suivant le sens x-x : $L_x = 26.25\text{m}$**

Niveaux	Diaphragme	X_{C_M}	X_{C_R}	$ C_M - C_R $	5% L_x	Vérifications
1	D1	12.977	13.670	0.693	1.313	Vérifiée
2	D2	12.978	13.873	0.895	1.313	Vérifiée
3	D3	12.978	13.911	0.933	1.313	Vérifiée
4	D4	12.978	13.881	0.903	1.313	Vérifiée
5	D5	12.978	13.830	0.853	1.313	Vérifiée
6	D6	12.972	13.774	0.802	1.313	Vérifiée

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_x$

Tableau IV.9 Excentricité suivant x-x

➤ **Suivant le sens y-y : $L_y = 16.80\text{m}$**

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_y$

Niveaux	Diaphragme	Y_{C_M}	Y_{C_R}	$ C_M - C_R $	5% L_y	Vérifications
1	D1	7.243	7.134	0.109	0.840	Vérifiée
2	D2	7.311	7.563	0.252	0.840	Vérifiée
3	D3	7.311	7.450	0.139	0.840	Vérifiée
4	D4	7.311	7.307	0.004	0.840	Vérifiée
5	D5	7.311	7.179	0.132	0.840	Vérifiée
6	D6	7.157	7.997	0.840	0.840	Vérifiée

Tableau IV.10 Excentricité suivant y-y

IV.8 Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

l'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

Niv	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{kx} (m)	V_{ky} (m)	h_k (m)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
6	346.9853	0.0016	0.0019	623.87	740.34	3.06	0.00029	0.00029	Vérifiée
5	489.926	0.0016	0.0019	1055.01	1216.08	3.06	0.00024	0.00025	Vérifiée
4	489.926	0.0016	0.0019	1393.86	1567.2	3.06	0.00018	0.00019	Vérifiée
3	489.926	0.0016	0.0019	1639.23	1830.86	3.06	0.00015	0.00016	Vérifiée
2	489.926	0.0016	0.0019	1796.43	2016.28	3.06	0.00014	0.00015	Vérifiée
1	493.9828	0.0016	0.0019	1882.74	2129.01	3.06	0.00013	0.00014	Vérifiée

Tableau. IV.11 justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.9 VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMQUES DE CALCUL

La résultante des forces sismiques à la base V_d obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$\frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} = \frac{V_d}{V_s} \geq 80\% = 0.80$$

$$\frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} = \frac{2294.80}{1882.74} = 0.82 \geq 80\%$$

D'où: la résultante des forces sismique est vérifiée

Remarque

Si $\frac{V_d}{V_s} < 80\%$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale "Forces, déplacements, moments,...." dans le rapport $0.8 \frac{V_s}{V_d}$

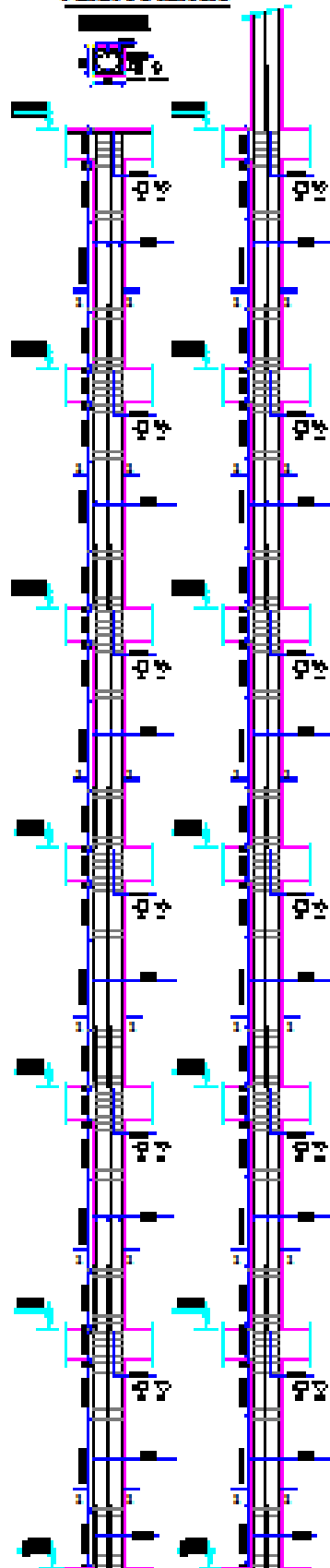
Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure

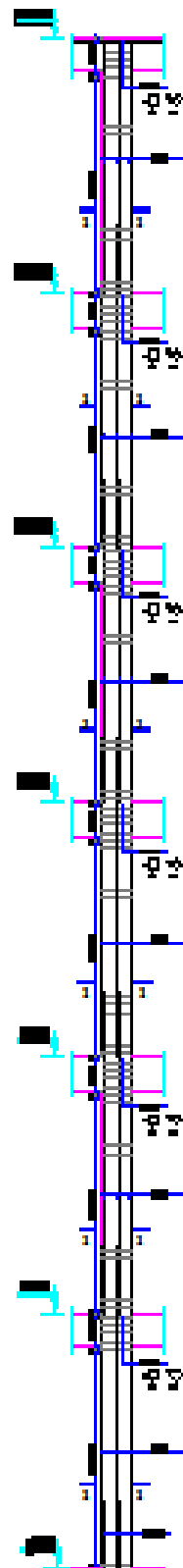
- La structure est contreventée par voiles.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Le contreventement vérifié.
- La résultante des forces sismique est vérifiées
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec les quels nous allons ferrailer les différentes éléments structuraux.

FERR-POTEAUX

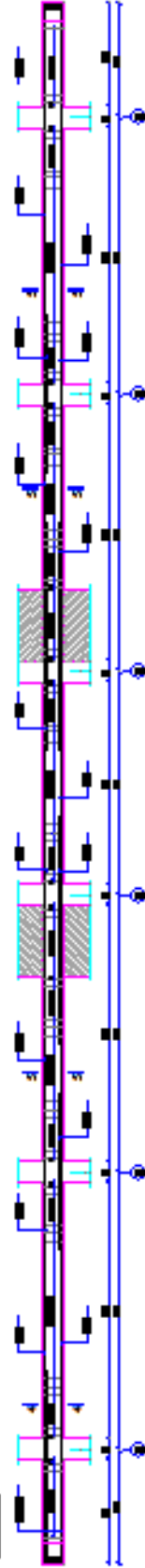


FERR-POTEAUX (RECAMERS)

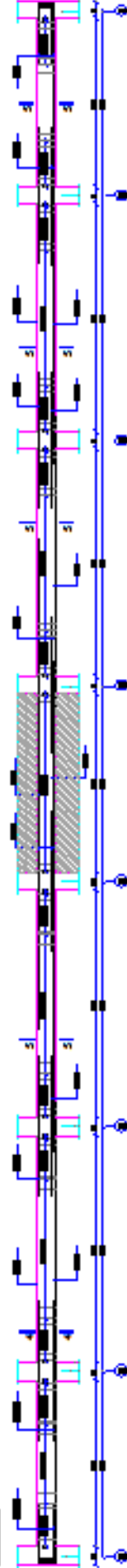


Formalingsplan for vidareutdanning - (2012/13) -
 NTH: 20.04 + 6.12 + 9.18 + 13.24 + 16.20 + 18.24

DEL 1 - A -



DEL 1 - C -



FERRAILLAGE DES POTEAUX

Introduction

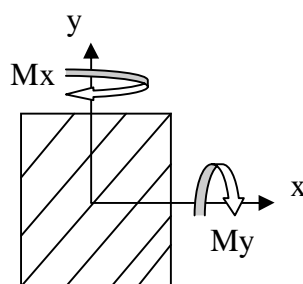
Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour les cas suivants.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau V.1. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} - M_{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min} - M_{corr})
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (M_{\max} - N_{corr})



M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

➤ **Combinaison de calcul**

- **BEAL 91/modifiée 99**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

- **RPA 99/modifiée 2003**

$G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

V.1. Détermination des efforts internes à L'ELU

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

Les résultats sont donnés dans les diagrammes suivants :

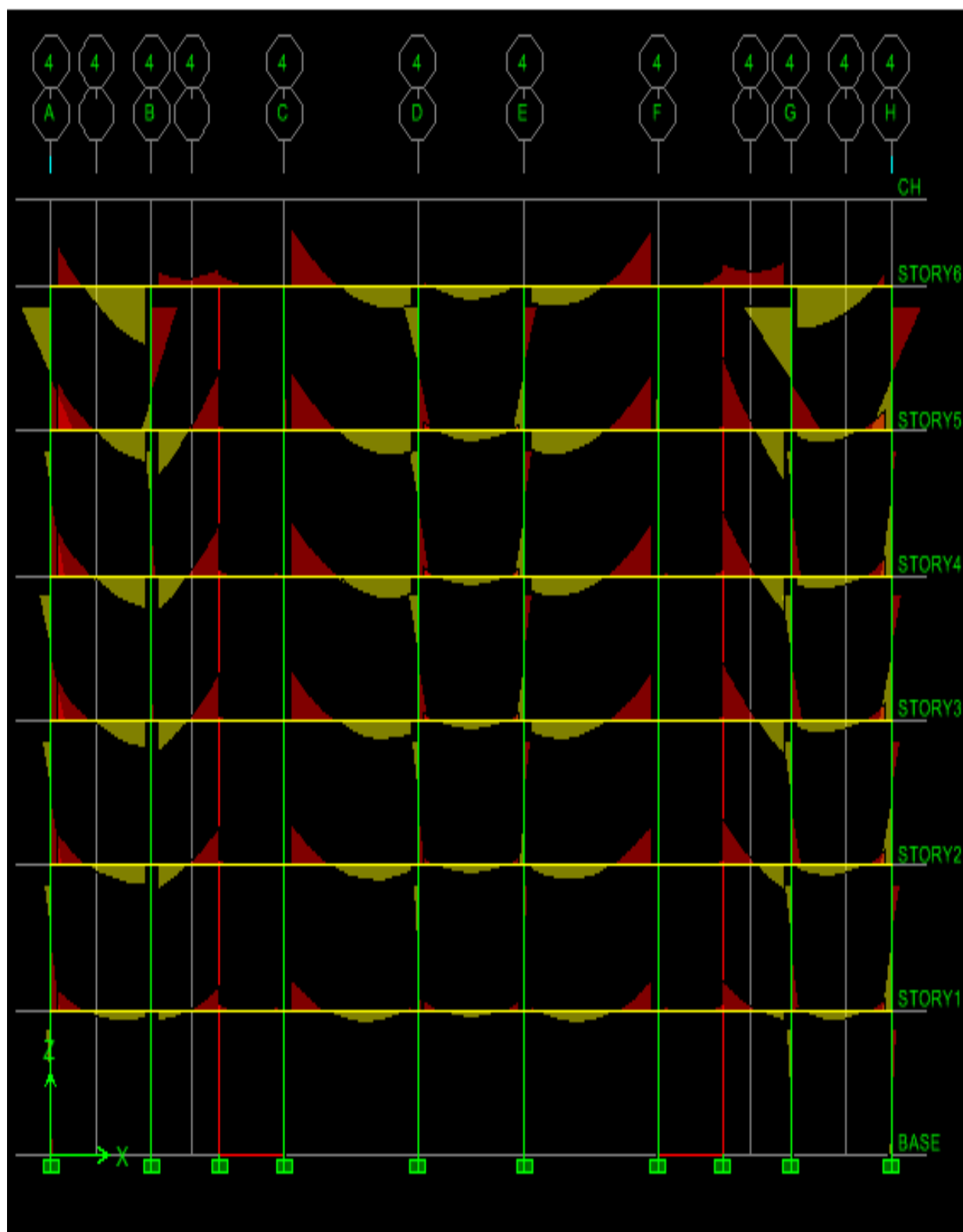


Fig V.1 Diagramme des moments fléchissant du portique 4 à L'ELU.

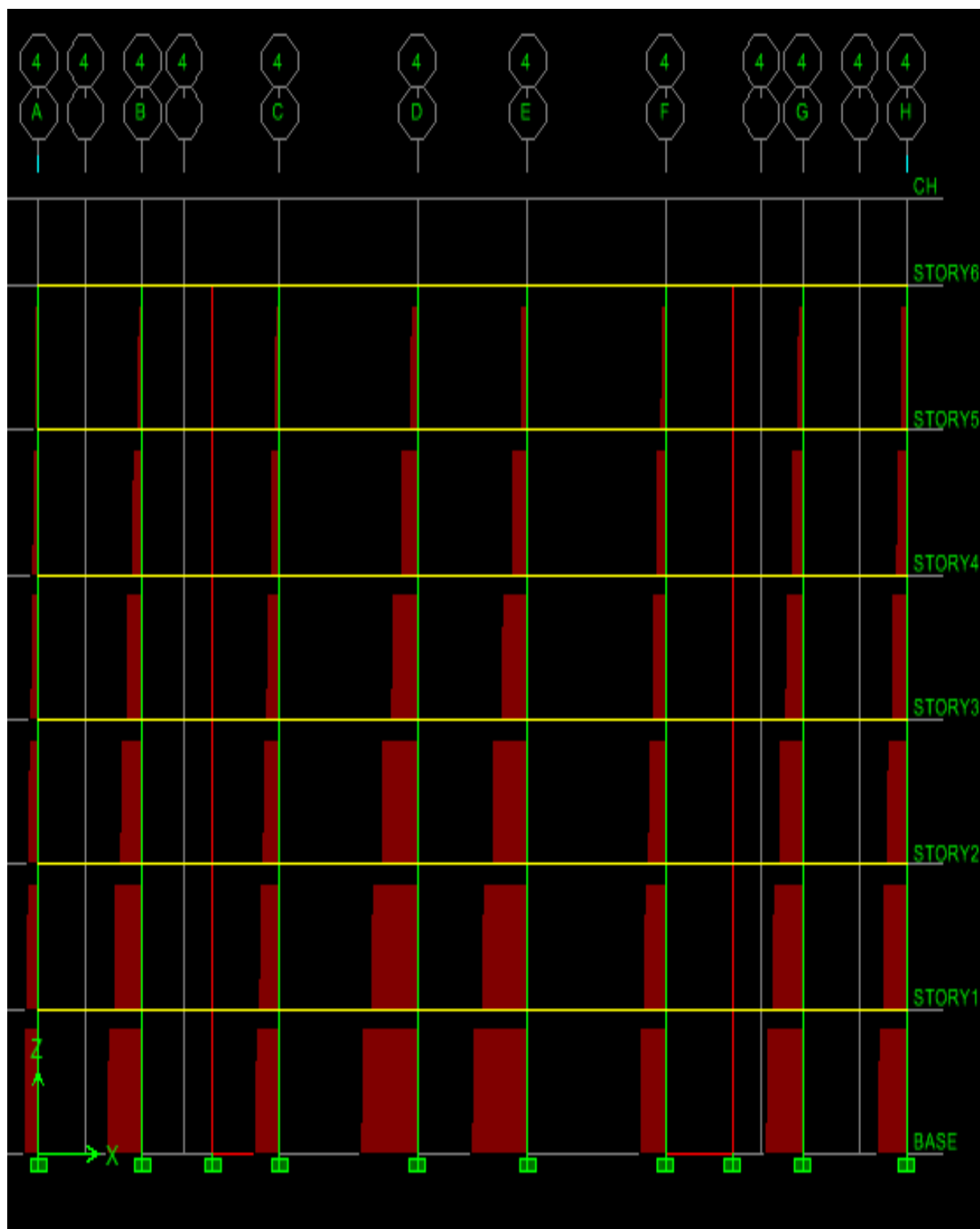


Fig .V.2 Diagramme des efforts normaux du portique 4 à L'ELU

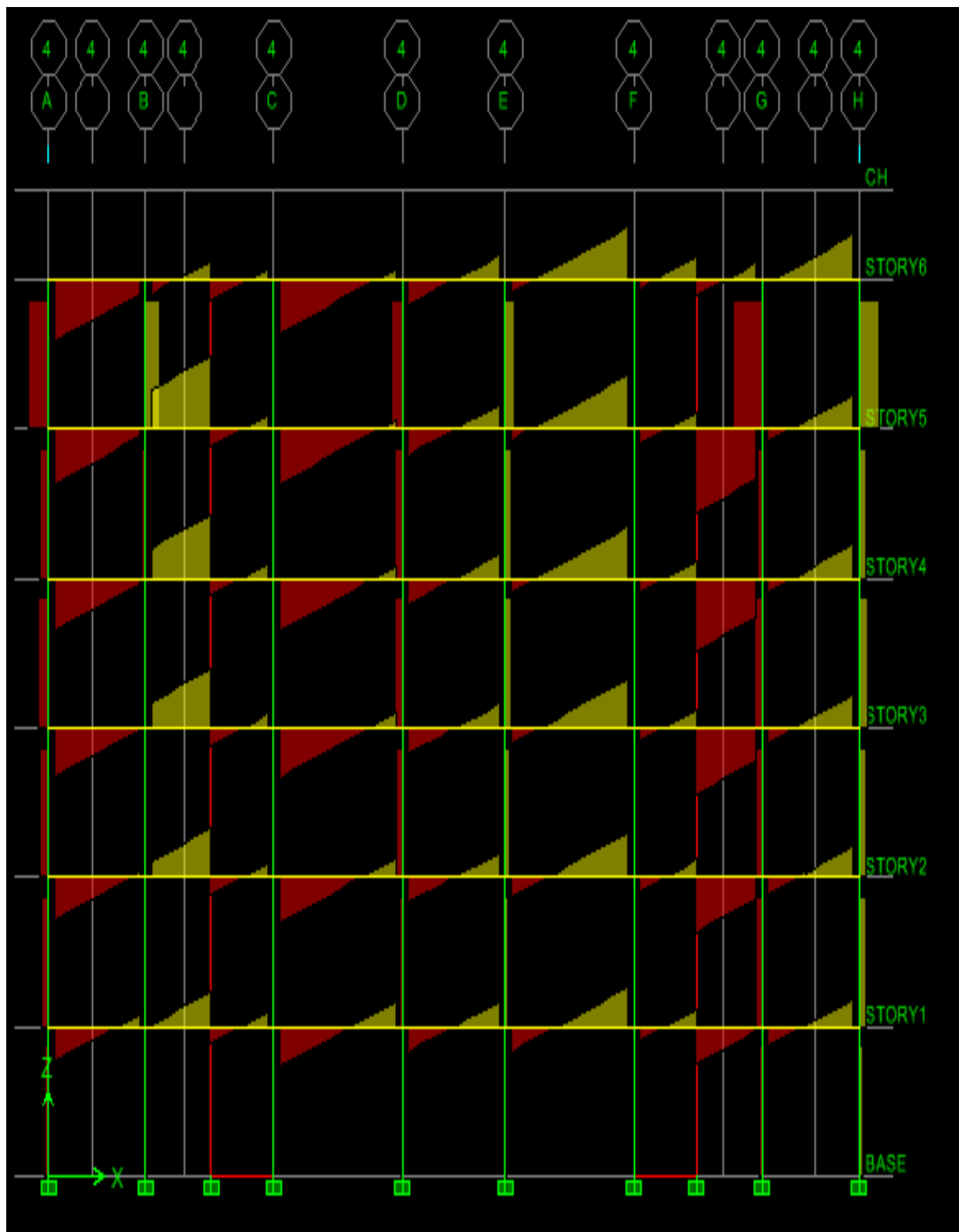


Fig V.3 Diagramme des efforts tranchants du portique 4 à L'ELU

V.2. Recommandation du RPA 2003

a) Les armatures longitudinales

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- ❖ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
 - Le pourcentage minimale sera de : **0,80 % x bxh** en Zone IIa.
Poteau (35x45) $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 45 = 126 \text{ cm}^2$
 - Le pourcentage maximal en zone courante sera de : **4 %bxh** en zone IIa.
Poteau (35x45) $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$
 - Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : **6 %bxh** en zone IIa
Poteau (35x45) $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$
- ❖ Le diamètre minimum est de $\Phi 12$
- ❖ La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\phi$ (zone IIa)
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).
- ❖ Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

b) Les armatures transversales

Le rôle des armatures transversale consiste à :

- Empêcher les déformations transversales de béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Où} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min} \text{ } 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \leq 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

1. La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \% \\ 3 < \lambda_g < 5 & \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau} \end{cases}$$

2. Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

$\emptyset=12$ mm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

3. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur

droite de $10\Phi_{\min}$.

IV.3. Calcul des armatures à l'ELU

Les calculs sont font en flexion composée, les étapes à suivre sont les suivantes :

➤ Calcul du centre de pression

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \longrightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter}$$

▪ Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

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.

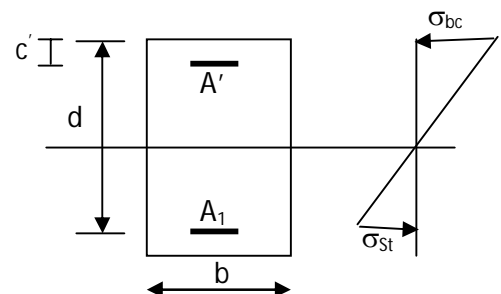
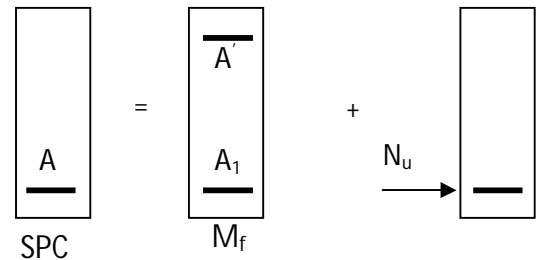
$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

et on calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$



$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

$$\text{La section réelle d'armature : } A'_s = A' ; \quad A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Section entièrement comprimée : (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ Si } (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

$$2) \text{ Si } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} ; \quad A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

Remarque

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

V.4. Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul manuel

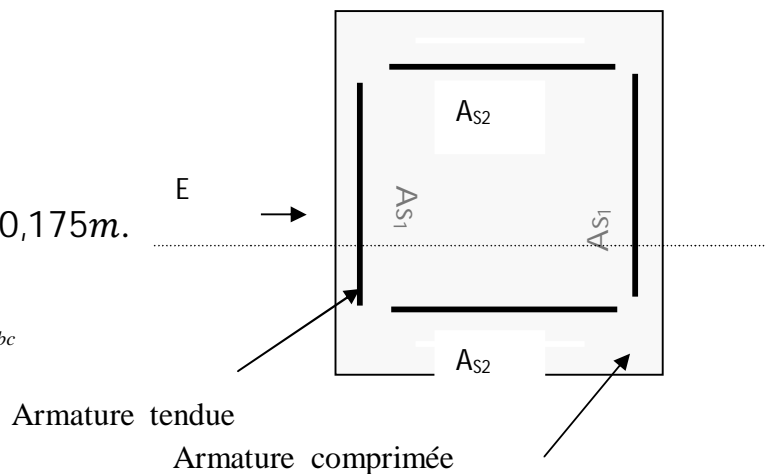
Pot 35x45 : Situation accidentelle (0.8G+Ex):

$N_{\max} = 513.35 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 2.40 \text{ KN} \cdot \text{m}$ (effort de compression).

$f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa}$.

$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = \frac{2.4}{513.35} = 0.004 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = 0.175 \text{ m}. \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$



Calcul de moment fictif à la flexion simple

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 2.4 + 513.35 \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.025 \right)$$

$$M_f = 105.07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$513.35(0.4 - 0.025) - 105.07 > \left(0.337 - 0.81 \frac{0.025}{0.45} \right) 0.35 \cdot 0.45^2 \cdot 18.48 \cdot 10^3$$

$87.43 < 338.7 \longrightarrow$ la condition est vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée

$$A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

Calcule A_s

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{105.07 \times 10^6}{350 \times (425^2) \times 18.48} = 0.089 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow (\text{SSA}) \longrightarrow \beta = 0.954$$

Donc les armatures fictives sont

$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{105.07}{0.954 \times 0.425 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 6.47 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 6.47 - \frac{513.35 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.00 \text{ cm}^2$$

Pot 35x45 : Situation courante a ELU

$$N_{\min} = -1050.4 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 1.247 \text{ KN} \text{ (effort de compression).}$$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = \frac{1.247}{15050.4} = 0.001 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = 0.175 \text{ m.} \\ N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de moment fictif à la flexion simple**

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 1.247 + 1050.4 \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.025 \right)$$

$$M_f = 211.33 \text{ KN.m}$$

$$1050.4(0.4 - 0.025) - 211.33 > \left(0.337 - 0.81 \frac{0.025}{0.45} \right) 0.35 \cdot 0.45^2 \cdot 18.48 \cdot 10^3$$

$182.57 < 338.70 \longrightarrow$ la condition est vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée

$$A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcule As**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{211.33 \times 10^6}{350 \times (425^2) \times 18.48} = 0.18 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow (\text{SSA}) \beta = 0.900$$

➤ **Donc les armatures fictives sont**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{211.33}{0.900 \times 0.425 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 13.81 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures réelles**

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 13.81 - \frac{1050.4 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.00 \text{ cm}^2$$

Pot 35x45 : Situation courante a ELU

$$M_{\max} = 48.675 \text{ KN} \longrightarrow N_{\text{cor}} = -105.37 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 18.48 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$$

$$\left\{ \begin{aligned} e = \frac{M}{N} = \frac{48.675}{105.37} = 0.46 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.175 \text{ m.} \\ N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{aligned} \right.$$

➤ **Calcul de moment fictif à la flexion simple**

$$M_f = M + N \times \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 48.675 + 105.37 \times \left(\frac{0.45}{2} - 0.025 \right)$$

$$M_f = 69.75 \text{ KN.m}$$

$$105.37(0.4 - 0.025) - 69.75 > \left(0.337 - 0.81 \frac{0.025}{0.45} \right) 0.35 \cdot 0.45^2 \cdot 18.48 \cdot 10^3$$

$$-30.24 < 338.70 \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$A_s' = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcule A_s**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{69.75 \times 10^6}{350 \times (425^2) \times 18,48} = 0.059 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (SSA) \beta = 0,970$$

➤ **Donc les armatures fictives sont**

$$A_{sf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{69.75}{0.970 \times 0.425 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 4,22 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures réelles**

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 4.22 - \frac{105.37 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1,58 \text{ cm}^2$$

➤ **Les sections d'armature sont données dans le tableau V.2**

Ni	N (t)	M (t.m)	Sect. (cm ²)	Situation	Obs	A _s ' cm ²	A _s cm ²	A _{min} cm ²	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres
RDC et étages courants	N _{max} = 513.35	M _{cor} = 2.4	35	0.8G+Ex	SPC	0.00	0.00	12.6	16.08	8HA16
	N _{min} = -1050.4	M _{cor} = 1.247	X	ELU	SPC	0.00	0.00		16.08	
	M _{max} = 48.675	N _{cor} = -105.37	45	ELU	SPC	0.00	1.58		16.08	

V.5.Vérifications à l'ELU

▪ **Armatures transversales**

Leur calcul se fait à l'aide de la formule. (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$

L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b}$$

Telle que :

L_f : longueur libre du poteau.

Avec : $l_0 = 306\text{cm}$ pour le RDC, étages courants.

Remarque

L'équation précédente a deux inconnus **St** et **At**, donc on doit fixer l'espacement **St** et calculer la section d'armature **At** ;

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

- En zone nodale

$$S_t \leq \min(10\Phi_1^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

- En zone courante

$$S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad l_f \leq 0.7 h_e$$

❖ Pour le cas le plus défavorable

Poteaux (35x45) : $V_u = 59.39\text{KN}$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.142}{0.35} = 6.00$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \text{ d'où } \rho = 2.5$$

- la zone nodale

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 30.42}{0.45 \times 400} \right) \times 0.1 \times 10 = 0.42\text{ cm}^2$$

Soit un cadre de $\Phi 8 A_t = 1.00\text{ cm}^2$. (2 brins $\Phi 8$)

- la zone courante :

$$A_t = \left(\frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left(\frac{2.5 \times 30.42}{0.4 \times 400} \right) \times 0.15 \times 10 = 0.71\text{ cm}^2$$

Soit (un cadre + un losange) de $\Phi 8 A_t = 2.00\text{ cm}^2$. (4 brins $\Phi 8$)

La section minimale de RPA est :

- **En zone nodale**

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante**

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2$$

- D'après nos calcul $A_t^{\min} > A_t$ donc les armatures longitudinales des poteaux seront encadrée avec un cadre et un losange de HA8 de section transversal $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$
- Les cadres et les losanges doivent être fermés par crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_{t_{\min}} = 8 \text{ cm}$
- La zone nodale est sensible au séisme ; on introduit les armatures en U superposées avec alternance dans l'orientation afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \tau_{su} = 0.6 \psi^2 \cdot f_{t28}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 2.10)} = 56.44 \text{ cm}$$

• **Longueur de recouvrement**

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA16** :

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

• **Vérification au cisaillement** (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Et} \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.42 \times 10^3}{350 \times 425} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0.20 \text{ Mpa} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$. —> La condition est vérifiée

- **Délimitation de la zone nodale**

Au niveau des poutres $h' = 2xh$
 $\hat{h}' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$.

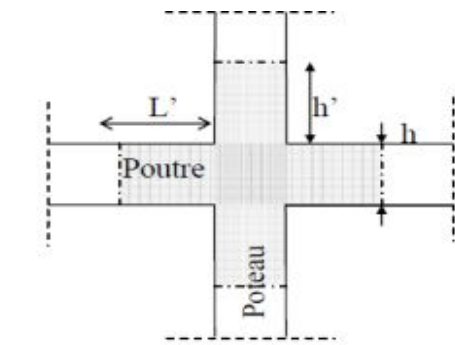
h : Hauteur de la poutre.

b_1 Et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$\hat{h} = \max \{ 73.33, 35, 45, 60 \text{ cm} \}$

On aura : $\hat{h} = 73.33 \text{ cm}$



« Délimitation de la zone nodale »

IV.6. Vérification à L'ELS

Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant

Section (cm ²)	Comb	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} Cm ²	A adoptée Cm ²	OBS
POT (35x45)	N _{max} -M _{cor}	-2.1	2.553	2.21	0.075	SPC	0.41	16.08 = 8HA16	vérifiée
	N _{min} -M _{cor}	-762.12	0.895	0,001	0.075	SEC	0.00	16.08 = 8HA16	vérifiée
	N _{cor} -M _{max}	-76.46	34.956	0,45	0.075	SPC	0.00	16.08 = 8HA16	vérifiée

Tableau V.3 vérification de la condition de non fragilit

- **Vérification des contraintes à L'ELS**

a-Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b- Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

Nous avons deux cas à vérifier, en flexion composé et à L'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

c- Vérification des contraintes

- La section homogène est :

$$S = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times c' + A'_s \times d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + [A_s(V_1 - c)^2 + A'_s(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{V1}}{I_G} \right) \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \overline{\sigma_b}$

N_s : Effort de compression à L'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

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

- Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c)^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90A'_s}{b}(c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - 2.5$$

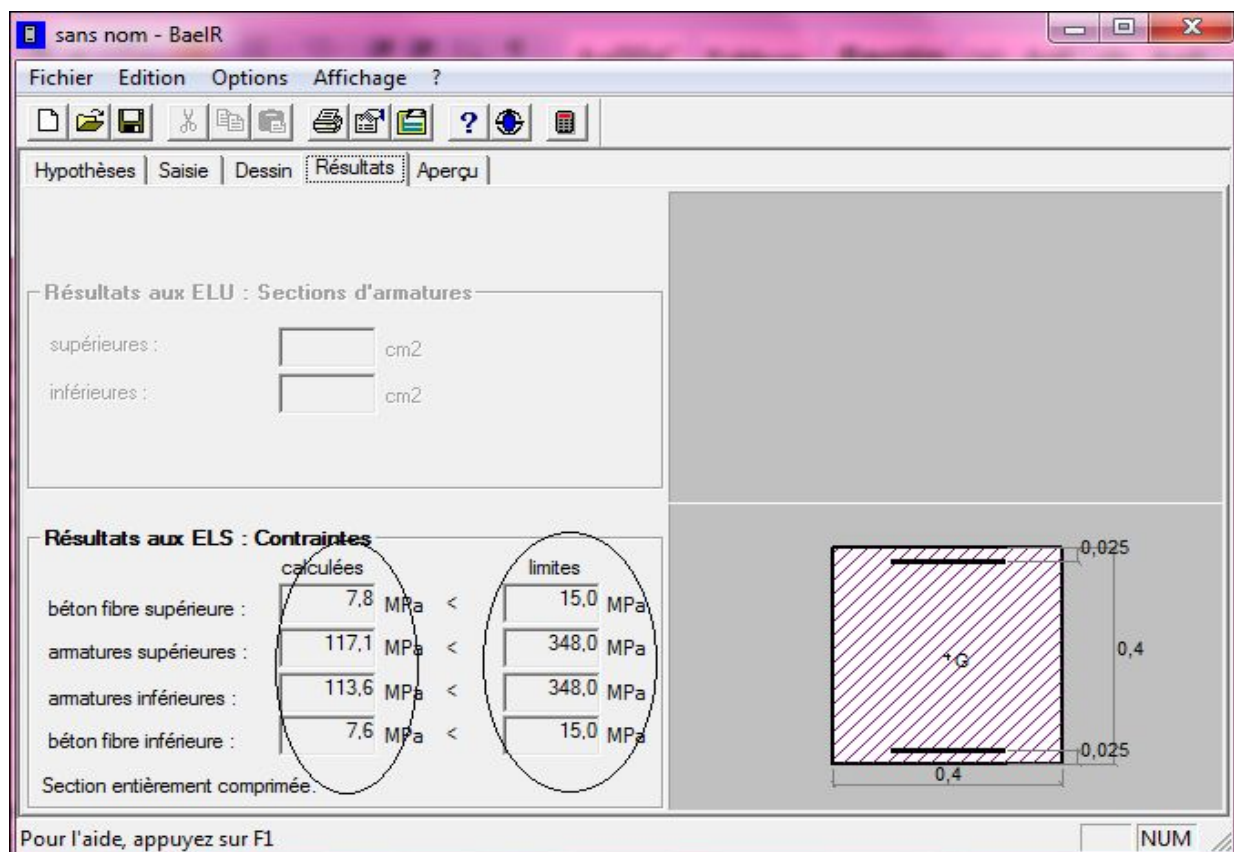
C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

L'effort obtenu par l'ETABS à ELS est :

$$N_{\max} = |-762.12 \text{ KN}| \longrightarrow M_{\text{corr}} = |0.895 \text{ KN.m}|$$

Les valeurs des contraintes sont données par le logiciel SOCOTEC

Les résultats sont comme suit



Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau suivant :

❖ Pour le béton

Section	Ns	Ms(KN.m)	e _s (m)	h/6	Nat	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
40 X 40	N _{max} = -2.1	M _{cor} = 2.553	2.21	0.075	SPC	7.8	7.6	15	condition vérifiée
	N _{min} = -762.12	M _{cor} = 0.895	0.001	0,075	SEC	1.5	0,0	15	condition vérifiée
	N _{cor} = -76.46	M _{max} = 34.956	0.45	0,075	SPC	5.2	0,0	15	condition vérifiée

❖ Pour les aciers

Section	Ns	Ms(KN.m)	e _s (m)	h/6	Nature	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
40 X 40	N _{max} = -2.1	M _{cor} = 2.553	2.21	0.075	SPC	117.1	113.6	348	condition vérifiée
	N _{min} = -762.12	M _{cor} = 0.895	0.001	0,075	SEC	19.1	-29.70	348	condition vérifiée
	N _{cor} = -76.46	M _{max} = 34.956	0.45	0,075	SPC	72.9	3.80	348	condition vérifiée

CHAPITRE VI



FERRAILLAGE DES POUTRES

Chapitre VI

FERRAILLAGE DES POUTRES

Introduction

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums pour les deux situations suivantes :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tab.VI.1.Situations et coefficients de calcul

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

$1.35G + 1.5 Q$ à l'ELU

$G + Q$ à l'ELS

$G + Q \pm E$ RPA 99 version 2003

$0.8 G \pm E$ RPA 99 version 2003

VI.2 Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

➤ En zone courante :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

➤ En zone de recouvrement :

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\text{Ø}\right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Disposition constructive**

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VI.3 Ferrailages des poutres à l'ELU

➤ Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA).

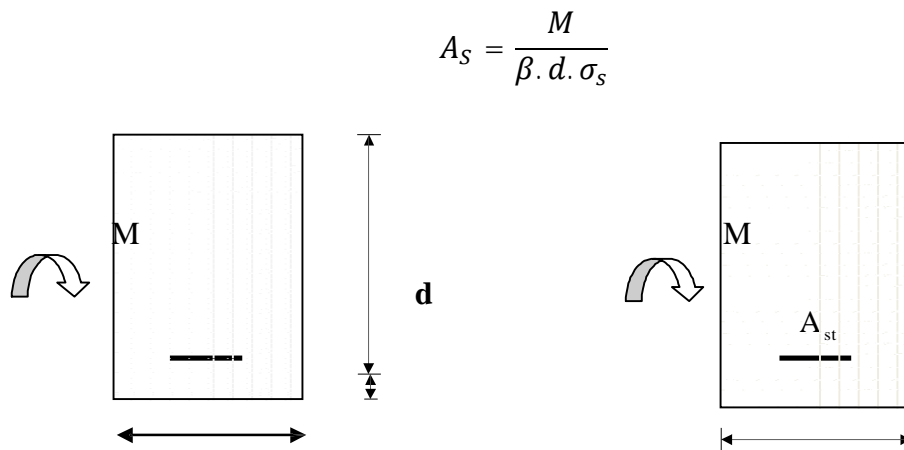


Fig.VI.3.1 Schéma de calcul en flexion simple d'une SSA

Si $\mu > \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

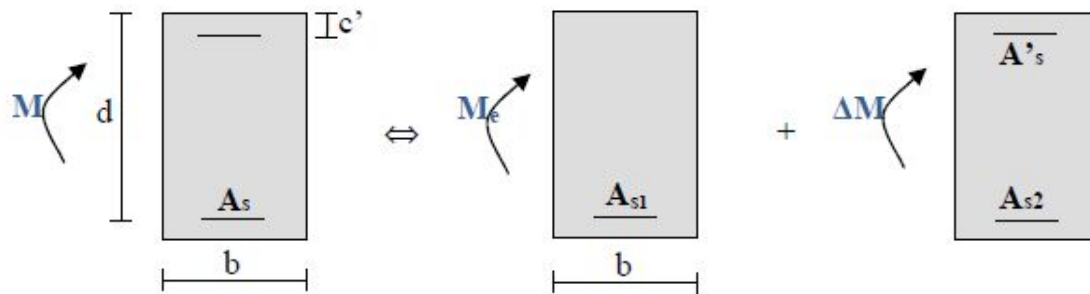
$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_F}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \cdot \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives



FigVI.3.2 Schéma de calcul en flexion simple d'une SDA

A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A's$: La section supérieur la plus comprimée .

VI.4 Ferrailage

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

VI.4.1 poutres principales et poutres secondaires

	Nature	Comb	Mu	μ	Obs	Acal	Amin	Aadop	Choix des barres
PP30x40	Travée	ELU	63.292	0.105	SSA	5.13	6	9.04	3HA14(Filante) 3HA14(Chapeau)
	Appuis	Accidentelle G+Q+Ex	- 68.769	0.114	SSA	5.61	6	9.04	3HA14 (Filante) 3HA14(Chapeau)
PS30x35	Travée	ELU	37.801	0.063	SSA	2.99	5.25	8.01	3HA12(Filante) 3HA14(Chapeau)
	Appuis	Accidentelle G+Q+Ey	- 51.205	0.085	SSA	4.10	5.25	8.01	3HA14(Chapeau) 3HA12 (Filante)

VI.5 Vérification a l'ELU

Les vérifications à effectuées sont les suivantes ;

a) Condition de non fragilité (BEAL 91 ; Art 4.2.1)

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

• **Poutres principales (30x40)**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

• **Poutres secondaires (30x35)**

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2.1}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'ou : PP} \rightarrow A_s = 9.04 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{PS} \rightarrow A_s = 8.01 > A_{\min} = 1.17 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Condition vérifiée

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL91.Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max}: \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{79.83 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaire: } \tau_u = \frac{155.59 \times 10^3}{300 \times 325} = 1.59 \text{ MPa}$$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

*Poutres principales $\tau_u = 0.70\text{MPa} < 3.33\text{MPa}$La condition est vérifiée

*Poutres secondaires $\tau_u = 1.59\text{MPa} < 3.33\text{MPa}$La condition est vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis

➤ **Influence sur le béton**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

Poutres principales : $T_u = 79.83\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,375 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 675\text{kN}.$

Poutres secondaires : $T_u = 155.59\text{kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,30 \times 0,325 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 585\text{kN}$

➤ **Influence sur les armatures**

Lorsqu'au droit d'un appui : on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

D'où $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$

Poutres principales : $79.83 - \frac{63.292}{0,9 \times 0,375} = -107.70 < 0.$

Poutres secondaires : $155.59 - \frac{37.801}{0,9 \times 0,325} = 26.35 > 0$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (26.35).$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art.6.1. 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} ; \Psi = 1.5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales :

$$2 \times 3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{79.83 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.375 \times 0.2637} = 0.89 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{37.801 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.325 \times 0.2449} = 0.52 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.21)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$$

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 50 \text{ cm}$$

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 « 0.4 l_s » pour barre à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 16.93 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : l_s = 19.75 \text{ cm} \longrightarrow l_s = 25 \text{ cm}$$

f) Calcul des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11, 42 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

On optera pour un cadre et un étrier soit **$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$** .

➤ **Espacement max des armatures transversales** (Art A.5.1, 22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(29.3; 40\text{cm}) = \mathbf{29.3 \text{ cm.}}$$

- ❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (**Art. A.5.1, 232 / BAEL91**)

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) b_0 \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(1.32 - 0.3 \times 2.1) 1.15 \times 25} = 36.5\text{cm}$$

➤ **Exigences du RPA pour les aciers transversales** (Art 7.5.2.2/RPA2003)

✓ **Poutres principales**

• **Zone nodale**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1.6\right\}\right) = \min(10\text{cm}; 19.2\text{cm}) = \mathbf{10\text{cm}}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(29.3\text{cm}; 36.5\text{cm}; 10\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$

On opte pour $S_{t \max} = \mathbf{10 \text{ cm.}}$

• **Zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm.}$$

Soit : $S_{t \max} \leq \min(29.3\text{cm}; 20\text{cm}) = 20\text{cm}$

On opte pour $S_{t \max} = \mathbf{15\text{cm}}$

✓ **Poutres secondaires**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left(\left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.6 \right\} \right) = \min (8.75 \text{ cm} ; 19.2 \text{ cm}) = \mathbf{8.75 \text{ cm}}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min (29.3 \text{ cm} ; 36.5 \text{ cm} ; 8.75 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm.}$$

On opte pour $St = 10 \text{ cm}$.

➤ Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$- h' = 60 \text{ cm}$$

$$- L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} : \text{poutre principales de } (30 \times 40)$$

$$- L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{poutre secondaire de } (30 \times 35)$$

Remarque

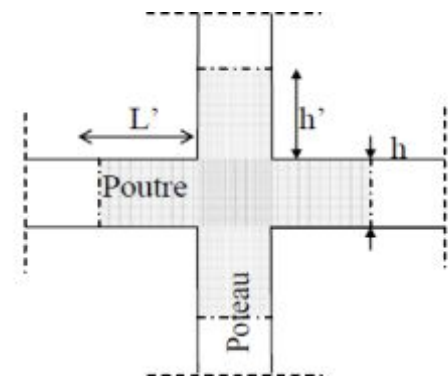
La première armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

• Armatures transversales minimales

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 S_b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$



« Délimitation de la zone nodale »

VI.6 Vérification à l'ELS

• Etat limite d'ouverture des fissures

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limite de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation :

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$ (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutres principales**

	<i>M_{smax}</i> (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	<i>Kl</i>	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	<i>Obs</i>
En travée	45.624	9.04	0.803	0.8725	24.10	154.25	6.40	15	Condition Vérifie
En appuis	49.508	9.04	0.803	0.8725	24.10	167.38	6.94		

- **Poutres secondaires**

	<i>M_{smax}</i> (KN.m)	As ELU	ρl	β_1	<i>Kl</i>	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	<i>Obs</i>
En travée	10.75	8.01	0.821	0.8715	23.61	47.83.	2.02	15	Condition Vérifie
En appuis	23.819	8.01	0.821	0.8715	23.61	104.98	4.44		

- **Etat limite de déformation**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

VI.7 Calcul de la flèche

- **Poutres principales**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS ➔ $f = 0.097 \text{ cm}$

$$f = 0.097 \text{ cm} < F = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

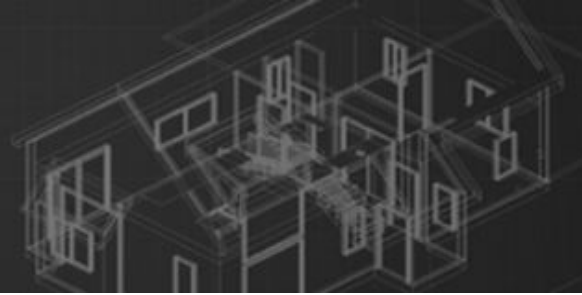
- **Poutres secondaires**

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS ➔ $f = 0.027 \text{ cm}$

$$f = 0.027 \text{ cm} < F = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

Conclusion: La flèche est vérifiée.

CHAPITRE VII



FERRAILLAGE DES VOILES

Chapitre VII

FERRAILLAGE 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 surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures de montages.

Nous allons ferriller par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I** : RDC+1^{er} et 2^{er} étages.
- **Zone II** : 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étages.

VII.1 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
ELS : $G + Q$

RPA.99/modifié 2003 :

$0.8 G + E$
 $G + Q + E$

VII.2 Ferrailage des trumeaux

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

➤ 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 :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{cases}$$

Avec : **B** : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et **V'** : bras de levier, $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

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 :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue = **L** - **L_c**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ Section entièrement comprimée (SEC)

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.

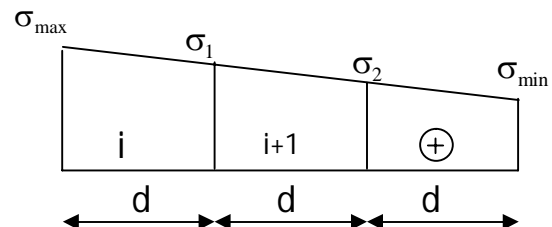


Figure VI.1. Section entièrement comprimée

➤ **Section partiellement comprimée (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

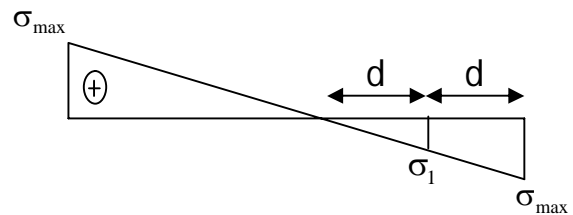


Figure VI.2. Section partiellement comprimée

➤ **Section entièrement tendue (SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

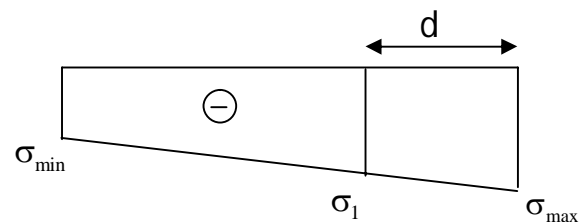


Figure.3. Section entièrement tendue

a) **Armatures verticales**

➤ **Section entièrement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

➤ **Section partiellement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier.

➤ **Section entièrement tendue**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier.

b) **Armatures minimales**

➤ **Pour une Section entièrement comprimée**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

(Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99)

➤ **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

➤ **Section partiellement comprimée**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

c) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_h \geq 0.15\% B \\ A_h \geq 0.10\% B \end{array} \right.$$

Globalement dans la section du voile.

En zone courante.

B : Section du béton

A_V : Section d'armature verticale.

d) Armatures de montages

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 RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (05) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage(en cas de reprise de bétonnage), 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: $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

Avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

❖ Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

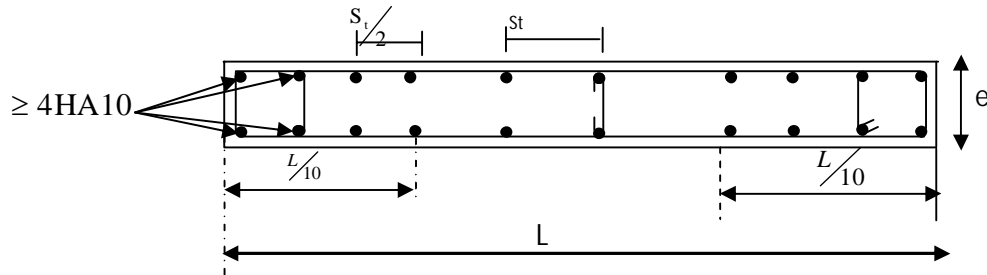


Figure VI.4. Disposition des armatures verticales.

VII.3 Vérification

a) Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

❖ D'après le RPA99 révisé 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute

❖ **D'après le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \quad , \text{ Pour la fissuration très préjudiciable.}$$

❖ **Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **V5L** de la zone I :

➤ **Caractéristiques géométrique**

$$L = 1.025 \text{ m} , e = 0.20 \text{ m} , B = 0.205 \text{ m}^2 , I = 0.68 \text{ m}^4 , V = V' = 0.513 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\max} = 1074.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4305.78 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul de L_c**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{1074.4}{1074.4 + 4305.78} \times 1.025 = 0.20 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.025 - 0.20 = 0.83 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d_1 et d_2) respectivement.

$$\text{Avec : } d_1 \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = \min (1.53 ; 0.14)$$

$$\text{Soit } d_1 = 0.14 \text{ m et } d_2 = L_t - d_1 = 0.69 \text{ m}$$

➤ **Longueur d'extrémité**

$$L/10 = 1.025/10 = 0.103\text{m} = 10.30\text{cm}$$

➤ **Calcul de N**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \left(l_t - d \right) \times \frac{\sigma_{\max}}{L_t} = 893.18 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d l \cdot e = \left(\frac{1074.4 + 893.18}{2} \right) 0.14 \times 0.20 = 27.55 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = \frac{893.18}{2} \times 0.69 \times 0.20 = 61.63 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des armatures**

Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{27.55}{400} \times 10 = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{61.63}{400} \times 10 = 1.54 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left(0.2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{Avec : } \beta = d x e \quad ; \beta_1 = d_1 x e = 14 \times 20 = 280 \text{ cm}^2$$

$$B_2 = d_2 x e = 69 \times 20 = 1380 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max (0.56 ; 1.47) = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq \max (2.76 ; 7.25) = 7.25 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de coutures**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 11.54 \times 10}{400} = 4.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 2.62 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopte

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique et 2x6HA14. avec espacement de **15cm**.

❖ Armatures horizontales

D'après le BAEL 91 :

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right\} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Soit : 2X 5HA12 = 11.3 cm²/ ml

avec : St = 15 cm.

❖ Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (05) épingle au mètre carré.

Soit : 02 épingles de HA8 / m²

❖ Armature des potelets

La section des armatures des potelets et la même avec celle des armature verticaux

Et de 4HA14

➤ Vérification des contraintes de cisaillement

❖ Selon le RPA99 (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003)

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 11.54 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 3060} = 0.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ D'après le BAEL 91 (Art 5.1.1 /BAEL modifié 99)

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{79.67 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 3060} = 0.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \quad \sigma_b = \frac{815.52 \times 10^3}{0.205 \times 10^6 + 15 \times 18.47 \times 10} = 3.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux

Tableau N°1 : Ferrailages des voiles longitudinaux (V5)

Zone		Zone I	Zone II	
Caractéristiques Géométriques	L (m)		1.025	1.025
	e (m)		0.20	0.20
	B (m ²)		0.205	0.205
	I(m ⁴)		0.68	0.68
sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)		1074.4	932.89
	σ_{\min} (KN/ m ²)		-4305.78	-2566.75
	σ_1 (KN/ m ²)		893.18	711.94
	V _u (KN)		79.67	48.13
	T (KN)		111.54	67.382
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _t (m)		0.83	0.76
	L _c (m)		0.20	0.27
	d ₁ (m)		0.14	0.18
	d ₂ (m)		0.69	0.58
Ferrallages	N (KN)	N ₁	27.55	29.61
		N ₂	61.63	41.29
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0.69	0.74
		A _{v2}	1.54	1.03
	A _{vj} (cm ²)		4.29	2.59
	A _{1 min} (cm ²)		1.47	1.89
	A _{2 min} (cm ²)		7.25	7.25
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4		1.76	1.81
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4		2.62	1.68
	Chois des barres par nappe /bande		2X6HA14= 18.47cm ²	2X6HA14= 18.47cm ²
	St (cm)		15	15
	A _{H min} (cm ²)		4.62	4.62
	Chois des barres		2x18HA12 par étage	2x18HA12 par étage
	St (cm)		15	15
	A _t (cm ²)		2 épingles HA8	
Vérifications des contraintes à l'ELS	Contrainte	τ_u =3.26MPa	0.14	0.10
		τ_b =5MPa	0.28	0.17
	ELS	N _s (KN)	815.52	464.39
		σ_b =15MPa	3.50	1.99

Zone			Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.83	1.83
	e (m)		0.20	0.20
	B (m²)		1.22	1.22
	I(m⁴)		0.364	0.364
sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m²)		2029.66	1289.04
	σ_{\min} (KN/ m²)		-4859.52	-1932.82
	σ_1 (KN/ m²)		1467.60	714.83
	V _u (KN)		155.09	71.26
	T (KN)		217.13	99.77
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _t (m)		1.3	1.10
	L _c (m)		0.54	0.73
	d ₁ (m)		0.36	0.49
	d ₂ (m)		0.94	0.61
Ferrallages	N (KN)	N ₁	125.90	98.19
		N ₂	137.95	43.60
	A _v (cm²)	Av ₁	3.15	2.45
		Av ₂	3.45	1.09
	A _{vj} (cm²)		8.36	3.84
	A ₁ min(cm²)		3.78	5.15
	A ₂ min(cm²)		9.87	6.41
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4		5.24	3.41
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4		5.55	2.05
	Chois des barres par nappe /bande		2x11HA14= 3 3.86 cm²	2x11HA14= 3 3.86 cm²
	St (cm)		15	15
	A _{H min} (cm²)		8.47	8.47
	Chois des barres		2x18HA12 par étage	2x18HA12 par étage
	St (cm)		15	15
	A _t (cm²)		3 épingles HA8	
Vérifications des contraintes à l'ELS	Contrainte	τ _u (MPa)	0.28	0.13
		τ _b (MPa)	0.55	0.25
	ELS	N _s (KN)	970.97	538.97
		σ _b (MPa)	0.37	1.29

Tableau N°1 : Ferrallages des voiles longitudinaux (V4)

Zone		Zone I	Zone II	
Caractéristiques Géométriques	L (m)		2.95	2.95
	e (m)		0.20	0.20
	B (m²)		0.590	0.590
sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m²)		2805.09	1377.62
	σ_{\min} (KN/ m²)		-5545.25	-1725.62
	σ_1 (KN/ m²)		1860.52	646.80
	V _u (KN)		517.75	287.84
	T (KN)		724.85	402.98
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _t (m)		1.96	1.64
	L _c (m)		0.99	1.31
	d ₁ (m)		0.66	0.87
	d ₂ (m)		1.30	0.77
Ferrallages	N (KN)	N ₁	307.93	176.12
		N ₂	241.87	49.80
	A _v (cm²)	Av ₁	7.69	4.403
		Av ₂	6.05	1.25
	A _{vj} (cm²)		27.90	15.51
	A ₁ min(cm²)		6.93	9.14
	A ₂ min(cm²)		13.65	8.09
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4		14.67	8.28
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4		20.63	5.13
	Chois des barres par nappe /bande		2x20HA14=61.4 cm²	2x20HA14=61.4 cm²
	St (cm)		15	15
	A _{H min} (cm²)		15.35	15.35
	Chois des barres		2x18HA12 par étage	2x18HA12 par étage
	St (cm)		15	15
	A _t (cm²)		6 épingles HA8	
Vérifications des contraintes à l'ELS	Contrainte	τ_u =3.26MPa	0.94	0.52
		τ_b =5MPa	1.84	1.02
	ELS	N _s (KN)	1607.5	778.87
		σ_b =15MPa	2.52	1.22

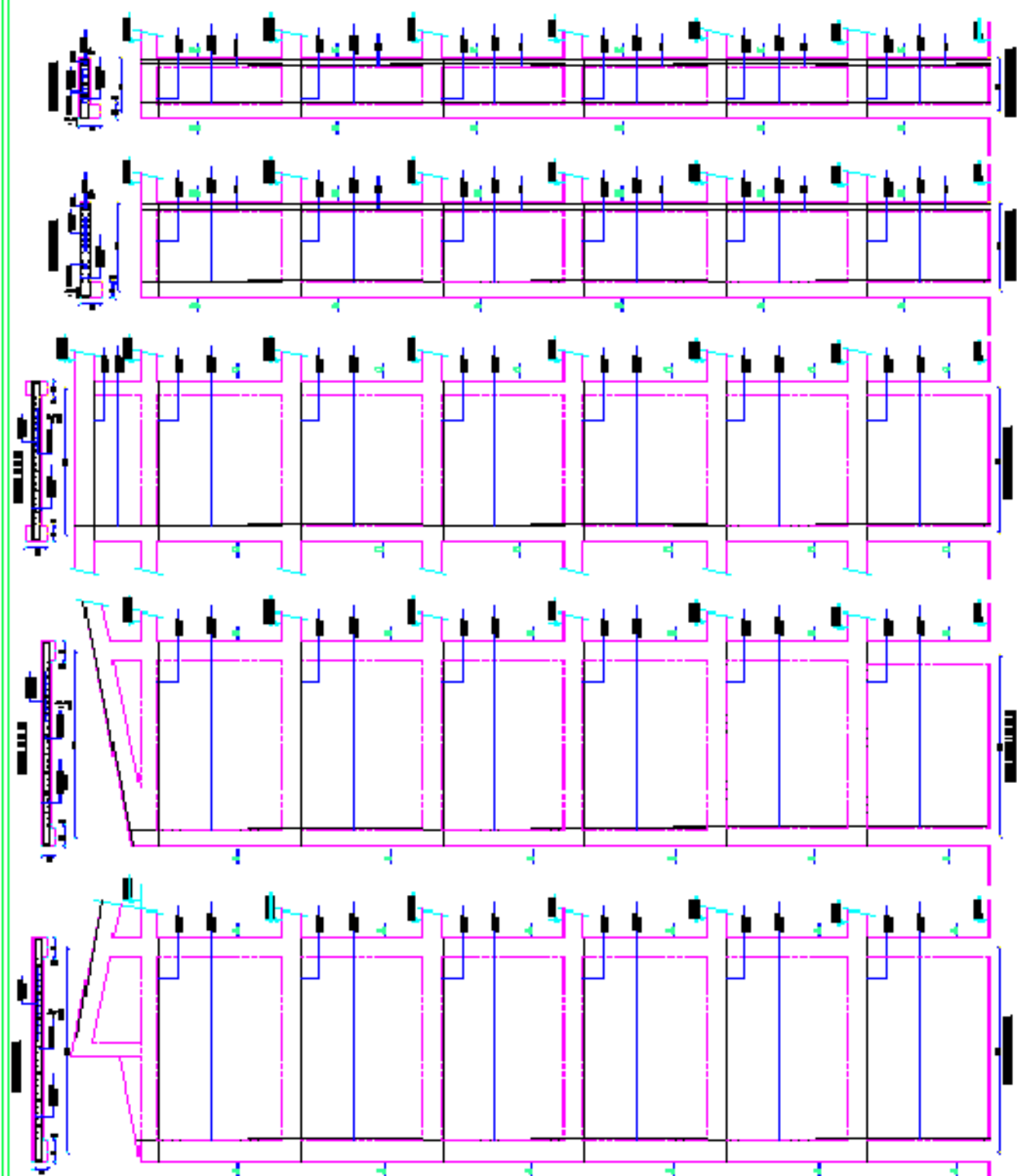
Tableau N°1 : Ferrallages des voiles longitudinaux (V3)

Zone		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.75	3.75
	e (m)		0.20	0.20
	B (m ²)		0.75	0.75
	σ_{\max} (KN/ m ²)		3433.73	991.20
	σ_{\min} (KN/ m ²)		-4962.03	-1496.89
	σ_1 (KN/ m ²)		1856.07	557.00
	V _u (KN)		622.66	361.2
	T (KN)		871.72	505.68
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _t (m)		2.22	2.26
	L _c (m)		1.53	1.49
	d ₁ (m)		1.02	0.99
	d ₂ (m)		1.20	1.27
	Ferraillages	N (KN)	N ₁	539.56
N ₂			222.72	70.74
A _v (cm ²)		Av ₁	13.48	6.290
		Av ₂	5.56	1.77
A _{vj} (cm ²)		33.56	19.47	
A ₁ min(cm ²)		10.71	10.40	
A ₂ min(cm ²)		13.95	13.34	
A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4		21.87	11.15	
A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4		13.95	6.64	
Chois des barres par nappe /bande		2X26HA14= 80.06cm ²	2X26HA14= 80.06cm ²	
St (cm)		15	15	
A _{H min} (cm ²)		20.02	20.02	
Chois des barres		2x18HA12 par étage	2x18HA12 par étage	
St (cm)		15	15	
A _t (cm ²)		7épingles HA8		
Vérifications des contraintes à l'ELS	Contrainte	τ_u (MPa)	1.13	0.66
		τ_b (MPa)	2.22	1.29
	ELS	N _s (KN)	1203.56	628.42
		σ_b (MPa)	1.38	0.72

Tableau N°2 : Ferraillages du voile sens transversales (V2)

Zone			Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		4.15	4.15
	e (m)		0.20	0.20
	B (m²)		0.83	0.83
sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m²)		2992.22	1352.65
	σ_{\min} (KN/ m²)		-4452.56	-1361.49
	σ_1 (KN/ m²)		1652.96	439.93
	V _u (KN)		581.7	328.01
	T (KN)		814.38	459.21
	Nature de la section		SPC	SPC
	L _t (m)		2.48	2.09
	L _c (m)		1.67	2.06
	d ₁ (m)		1.11	1.39
	d ₂ (m)		1.37	0.67
Ferrallages	N (KN)	N ₁	847.75	249.17
		N ₂	226.33	29.47
	A _v (cm²)	A ₁	21.19	6.23
		A ₂	5.66	0.74
	A _{vj} (cm²)		31.56	17.97
	A ₁ min(cm²)		11.65	14.60
	A ₂ min(cm²)		14.39	7.67
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj}		29.02	10.72
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj}		13.55	5.28
	Chois des barres par nappe /bande		2X28HA14= 86.22cm²	2X28HA14= 86.22cm²
	St (cm)		15	15
	A _{H min} (cm²)		21.56	21.56
	Chois des barres		2x18HA12 par étage	2x18HA12 par étage
	St (cm)		15	15
	A _t (cm²)		7épingles HA8	
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ _u (MPa)	1.05	0.59
		τ _b (MPa)	2.06	1.16
	ELS	N _s (KN)	1260.39	645.39
		σ _b (MPa)	2.06	0.67

Tableau N° 3 : Ferrallages du voile sens transversales (V1)



CHAPITRE VIII



ETUDES DE L'INFRASTRUCTURE

Chapitre VIII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

❖ Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de grande capacité portante .Elle sont réalisées près de la surface ; les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VIII.1 Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.5$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

a) Semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

A : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

Ns : effort normal à l'ELS.

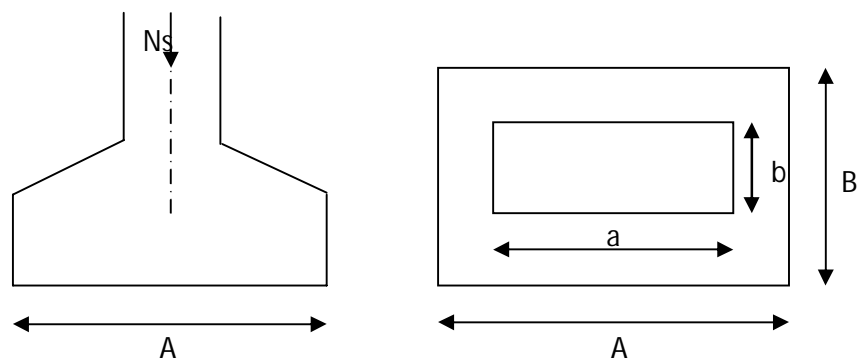


Figure VIII.1 Dimensions d'une fondation

Exemple de calcul

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.50 \text{ bars} = 0.150 \text{ Mpa} = 150 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$N_s = 668.5 \text{ KN}$$

$$B \geq \quad = 2.11 \text{ m} \longrightarrow B = 2.11 \text{ m}$$

Remarque

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

a) Semelles filantes

➤ Semelles sous poteaux

• hypothèses de calcul

- La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante de charges agissantes sur la semelle.

Etape du calcul

a) Déterminer la résultante des charges $R = \sum N_i$

b) Déterminer la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

- Si $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

- Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \\ \sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \\ \sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) \end{array} \right.$$

Exemple de calcul

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique)

Poteaux	$N_s(\text{KN})$	$e_i \text{ (m)}$	$N.e_i$	$M_i(\text{KN.m})$
1	561.16	-6.675	-3745.743	6.231
2	668.5	-1.875	-1253.4375	2.310
3	623.95	2.525	1575.47375	1.557
4	384.99	6.725	2589.05775	7.367
	2238.6		-834.649	17.465

Tableau VIII.1 Détermination de la résultante des charges

1) Détermination de la résultante des charges R

$$R = \sum N_i = 2238.6 \text{ KN}.$$

2) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-834.649 + 17.465}{2238.6} = -0.36 \text{ m}$$

3) Distribution de la réaction par mètre linéaire

$$e = -0.36 \text{ m} < l/6 = 4.80/6 = 0.8 \text{ m}$$

—> Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

- Contrainte maximale sous la semelle $\sigma_{\max} = 1.85 \text{ bars}$

- Contrainte moyenne sous la semelle $\sigma_{(L/4)} = 1.49 \text{ bars}$

VIII.4 Dimensionnement des semelles filantes

Soit $\sigma_{\text{sol}} = 1,5$ bars la valeur de calcul de la contrainte de sol donnée dans le rapport géotechnique du site ou notre projet sera implantée.

Pour dimensionner une semelle filante, nous déterminons les efforts agissant à partir du programme **ETABS**. Les semelles seront dimensionnées sous un effort de compression. Le dimensionnement se fait à l'ELS.

♦ **Déborde**

$$L_1 = \frac{\sum N_i \cdot x_i}{N_T} \text{ et } L_2 = \frac{\sum N_i \cdot x_i}{N_T}$$

$$e_1 = L_1 - \frac{L}{2} \quad e_2 = L_2 - \frac{L}{2} \quad \text{Ou : } e = e_1 \approx e_2$$

e_1 : Le débord de coté 1 = 1.1m

e_2 : Le débord de coté 2 = 1.1m

♦ **La largeur B**

D'après le règlement **BAEL99** la largeur B de la semelle est comme suit :

$$B \geq \frac{\sigma \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{149 \times 10^3}{1.5 \times 10^5} = 1.00 \text{ m}$$

Soit B=1.30m

On aura $S_{s1} = B \times L = 1.30 \times 16.24 = 21.112 \text{ m}^2$

$S_{s2} = B \times L = 1.30 \times 11.00 = 14.30 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = n \times S_s$

$S_{p1} = 6 \times 21.112 = 126.672 \text{ m}^2$

$S_{p2} = 2 \times 14.30 = 28.60 \text{ m}^2$

$S_t = S_{p1} + S_{p2} = 126.672 + 28.60 = 155.272$

♦ La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 26.20 \times 16.35 = 428.37 \text{ m}^2$

Calcul du rapport

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{155.272}{428.37} = 0.3624 \rightarrow 36.24\% \text{ de la surface de l'assise}$$

⇒ La surface totale des semelles représente 36.24 % de la surface du bâtiment.

Conclusion

On peut adopter des semelles filantes pour notre bâtiment.

♦ **La hauteur h_t**

La hauteur de la semelle est : $h_t = d + 5$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur

utile vaut : $d \geq \frac{B - b}{4}$

Avec b : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

b = 0.45m pour les poteaux et 0.20m pour les voiles.

La hauteur totale h_t doit vérifier les conditions suivantes

• **Condition de rigidité des semelles**

Les semelles filante ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis à vis de la longueur élastique :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Où :} \quad L_e = \left(\frac{4EI}{K_s B} \right)^{1/4}$$

L_{\max} : longueur max entre les poteaux ou deux voiles parallèles.

E : module d'élasticité du béton $= 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

K_s : coefficient de raideur de sol $= 400 \text{ KN/m}^2$.

I : moment d'inertie de la semelle $I = \frac{B \cdot h_t^3}{12}$.

D'où :

$$h_{t \min} \geq \sqrt[3]{\frac{48 K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}}$$

semelle	$N_T(\text{KN})$	$L(\text{m})$	$e(\text{m})$	$S (\text{m}^2)$	$B(\text{m})$	$h_t(\text{m})$	$h_{t \min}(\text{m})$
SF1	1853.96	11.00	0.50	12.36	1.30	0.50	0.76
SF2	2238.6	16.24	0.50	14.924	1.30	0.50	0.76
SF3	1337	4.70	0.50	8.913	1.00	0.50	0.76

Tableau VIII.2 vérification de rigidité des semelles

• **Condition de non-poinçonnement**

Pour satisfaire la condition de non-poinçonnement, la hauteur total h_t doit elle-même satisfaire l'inéquation :

$$\tau = \frac{P}{2h_t} \left[1 - \left(b + \frac{5h_t}{3} \right) / B \right] \leq \tau_{\lim}$$

P : représente l'effort normal au niveau de poteau le plus sollicité de chaque semelle

$\tau_{\lim} = 0.045 f_{c28} / \gamma_b$: représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{\lim} = 0.045 \times 25 / 1,5 = 0.75 \text{ MPa} = 750 \text{ KN} / \text{m}^2$$

semelle	Les dimensions adopt			$P_{\max}(\text{KN})$	$\tau(\text{KN/m}^2)$	OK
	e(m)	B(m)	h _t (m)			
SF1	0.50	1.30	1.00	668.5	-209.97	✓
SF2	0.50	1.30	1.00	668.5	-209.97	✓
SF3	0.50	1.00	1.00	668.5	-373.24	✓

Tableau VIII.1 dimensionnement des semelles filantes

VIII.4 Ferrailage des semelles filantes

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU, nous avons :

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8d\sigma_{st}}$$

$$\text{Et : } P_u = P_{u1} + P_{u2}$$

a- P_{u1} l'effort normale au niveau de poteau le plus sollicité de chaque semelle. L'effort normal repart à l'ELU

b- P_{u2} : poids des terres+semelle (**PTS**) à l'ELU $P_{u2} = \frac{1,35PTS}{L}$.

$$\text{Avec : } PTS = S \times \gamma \times D$$

$$\gamma : 21.5 \text{ KN/m}^2$$

$$D : \text{l'ancrage} = 4.5$$

♦ Liaison acier-béton

Soit τ la contrainte d'adhérence entre l'acier et le béton. Pour n barres de diamètres ϕ

$$\text{on a : } \tau_{\max} = \frac{p(B - b)}{2Bn\pi\phi}$$

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{\max} \leq \tau_{\lim}$$

La contrainte d'adhérence limite vaut :

$$\tau_{\lim} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} = 2835 \text{ KN/m}^2$$

♦ Dispositions constructives

Longitudinalement, on dispose des aciers, non nécessaire à la résistance, mais servant à maintenir les aciers principaux et à limiter une fissuration transversale (retrait du béton, variation de température,...). Leur section peut être prise égale au quart de la section des aciers principaux.

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4}$$

$$A_{r,\min} = 1.58 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_{rr} \geq \max(6\phi + 6; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

a. ferrailage au niveau des poteaux et au niveau des trames

semelle	P _{u1} (KN)	P _{u2} (KN)	P _u (KN)	A _s (cm ²)	choix	τ(KN/m ²)	OK	St(cm)
SF1	919.91	201.64	1121.55	6.84	4HA16	1824.54	✓	15
SF2	919.91	164.93	1084.84	6.62	4HA16	1764.82	✓	15
SF3	919.91	340.86	1260.77	7.69	4HA16	2051.02	✓	15

Tableau VIII.3 ferrailage au niveau des poteaux et des trames

Remarque : puisque les semelles sont croisés donc les armatures de répartition de chaque poteau sont les même avec les armatures principaux de l'autre sens.

b. ferrailage a mi-travée

✓ En travée

Le moment a mi-travée M=298.8 Kn.m

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{298.8 \times 10^3}{130 \times 100^2 \times 14.2} = 0.03 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.06 \rightarrow \beta_u = 0.985$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{298.8 \times 10^3}{0.985 \times 100 \times 348} = 8.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

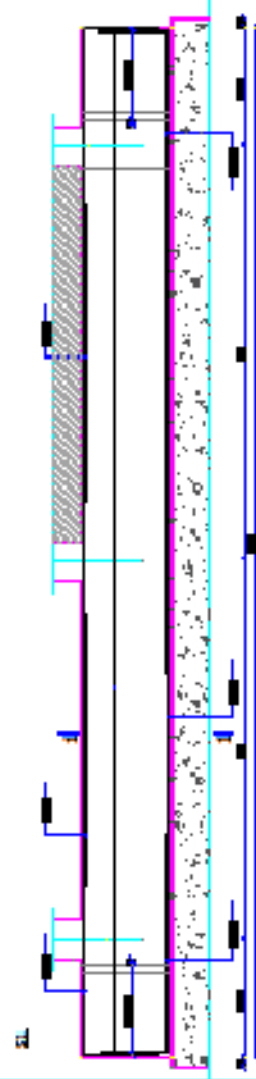
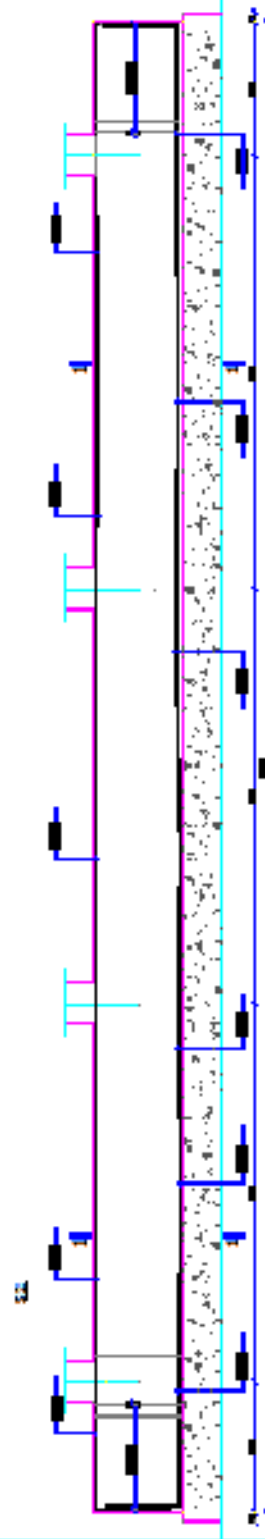
$$A_{ua} = 8.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 2x4 HA14 /ml = 9.05 cm²/ml .avec..St = 15cm

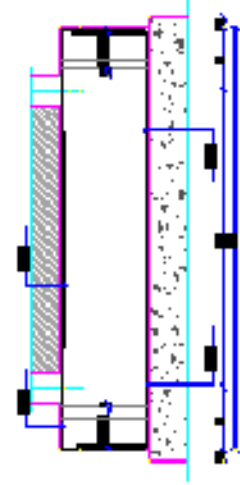
Remarque

- Pour une meilleure liaison entre la semelle et le grand béton on a prévus 4 tiges de 4 cm^2 et $L=2.00 \text{ m}$.
- Et a la hauteur de 50cm de la semelle on ajoute des épines $T8/\text{cm}^2$ avec deux fils T12 .
Pour éviter de couler le béton de la semelle directement sur le sol, on doit disposer d'un grand béton.

FERREILLAGE DE SEMELLES : S1, S2, S3



Fondation semelle II sur voûte (45x30)cm.



Conclusion générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique. Il existe aujourd'hui des logiciels de ferrailage et des logiciels de calculs, comme par exemple ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Concernant la disposition des voiles nous nous sommes aperçus que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

Rèlements

- Règles Parasismique Algériennes RPA99/version 2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures-Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL 91.
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.

Ouvrages

- Calcul des ouvrages en béton armé- M.BELAZOUGUI.
- Construire parasismique-Milan ZACEK.
- Conception et calcul des structures de bâtiment-Henry THONIER.
- Formulaire du béton armé T1 et T2-Victor DAVIDOVICI.
- Tables pour le calcul des dalles et des parois Richard-Barres/édition Dunod.
- Cours et TD des années de spécialité.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.