

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE

DE FIN D'ETUDES

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

OPTION

CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT R+8 +S.SOL A USAGE D'HABITATION, COMMERCE ET SERVICE



Dirigé par.

Mr ILLOULI Said

Etudié par :

M^{elle} ARAB Nadia

M^{elle} ABDELLI Naima

M^{elle} ABDELLI Amel

Promotion 2013

REMERCIEMENT

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

***Nous** tenons à remercier, profondément et sincèrement notre promoteur M^r : ILLOULI pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.*

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

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

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

Merci à tous

Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chères parents, que dieu les protèges.

Mes sœurs.

Mes frères.

Mon mari et ma belle famille.

Tous mes amis (es).

Mes binômes.

Toute la promotion 2013-2014.

AMEL

Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chères parents, que dieu les protèges.

Mes sœurs.

Mes frères.

Tous mes amis (es).

Mes binômes.

Toute la promotion 2013-2014.

NAD IA

Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chères parents, que dieu les protèges.

Mes sœurs.

Mes frères.

Tous mes amis (es).

Mes binômes.

Toute la promotion 2013-2014.

Naima

Sommaire

<i>Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage.....</i>	<i>1-12</i>
<i>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....</i>	<i>13-26</i>
<i>Chapitre III : Calcul des éléments</i>	<i>27-102</i>
<i>Chapitre V : Modélisation</i>	<i>103-132</i>
<i>Chapitre VI : Vérification du RPA.....</i>	<i>133-144</i>
<i>Chapitre VII : Ferrailages des éléments</i>	<i>145-197</i>
<i>Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....</i>	<i>198-223</i>

Conclusion générale.

Bibliographie.

Introduction Générale

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

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

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

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

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 moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8+S-SOL contreventée par voiles, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.7.

I.1) Introduction :

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+8+1sous-sol) à usage d'habitation, commercial et service.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

I.2) La zone d'implantation :

Ce bâtiment est implanté à MEKLA, de la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette région est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme étant une zone de moyenne Sismicité (ZONE IIa) et de groupe d'usage 2(ouvrage d'importance moyenne)

I.3) Les composants de la structure :

La structure est composée :

- Un RDC à usage commercial.
- D'un sous sol à usage commercial.
- Un étage à usage bureautique (service).
- Sept étages à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par deux cages d'escalier et un ascenseur.

I.4) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur totale du bâtiment34.64m
- La longueur totale du bâtiment.....23.70m
- La largeur totale du bâtiment.....12.95m
- Hauteur libre d'étage courant.....03,06m
- Hauteur du sous sol.....04.08m
- Hauteur du RDC.....04.08m
- Hauteur de l'acrotère0.60m
- Hauteur de la salle machine.....2.00m

I.5) Les éléments de la structure :

La structure est composée des éléments ci-après :

1) L'ossature :

Le bâtiment est à ossature d'éléments mixte, composée d'éléments porteurs verticaux et d'éléments horizontaux formant un système de portiques mixte qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales et horizontales de la structure, et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), formant ainsi un système de

contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

2) Les planchers :

Les planchers sont des surfaces planes, destinée à limiter les étages, leurs fonctions principales sont :

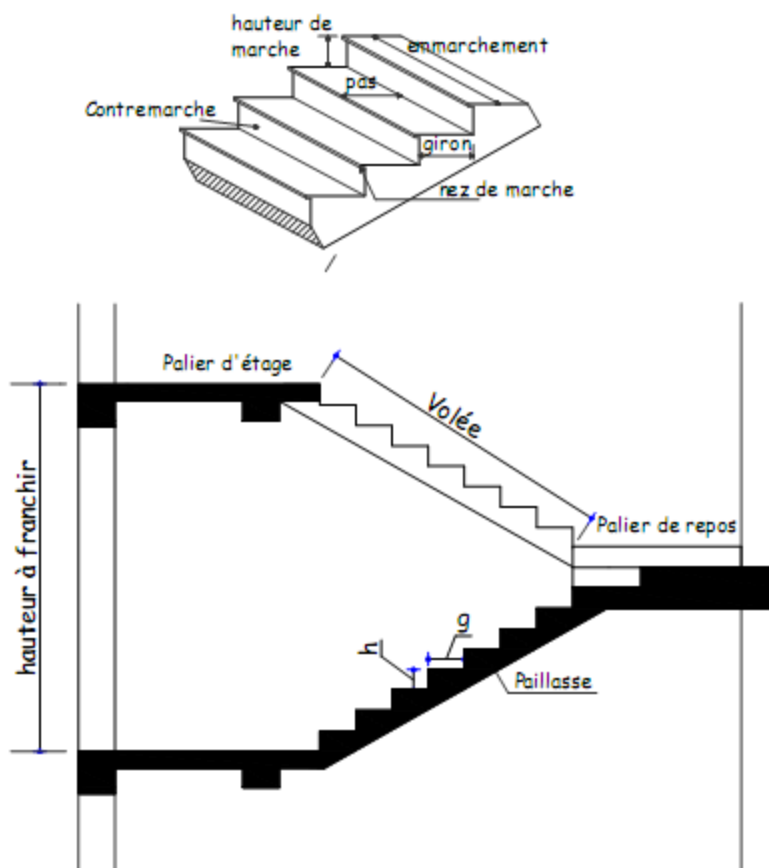
- ✓ la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- ✓ la résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- ✓ l'isolation thermique et phonique.

Dans notre cas, les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, portée sur des poutrelles préfabriquées.

3) Les escaliers :

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre cas on a deux cages d'escaliers, une est destinée à assuré l'accès aux différents étages d'habitation, tandis que l'autre est destinée à assuré le passage ver le sous sol et l'étage de service.

Les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par niveau.



4) La cage d'ascenseur :

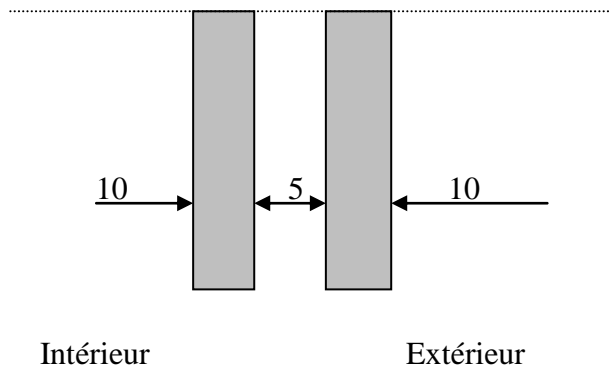
Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place.

5) Le remplissage (maçonnerie) :

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

- Les murs extérieurs et de séparation des appartements, sont constitués de doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs, séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs intérieurs, sont constitués de cloisons simples en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**6) Les revêtements :**

Ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- Faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.
- Carrelages pour les escaliers et les plancher

7) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol.

Le choix de type de fondation dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

I.6) La réglementation utilisée :

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir :

- ✓ BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites)
- ✓ RPA99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes)
- ✓ DTR (document technique réglementaire)

I.7) Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalués que :

- La géologie du site est constituée d'une assise argilo marneuse compacte.
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 1,90 \text{ MPA}$.

I.8) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier.

1) Béton :**a) Généralités :**

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage. Mais de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge de béton.

Dans le cas général, la composition est :

- Sable propre.....380 à 450 cm³
- Gravier750 à 850 cm³
- Dosage de ciment CPJ325.....325 Kg/m³
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m³

b) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour le présent projet, on adoptera un béton de classe C25 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

c) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

D'où :

$$f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

d) Module de déformation longitudinale du béton (module d'élasticité) :

Ce module est connu sous le nom de "module de Young ou module de déformation longitudinal", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

D'après le (BAEL91) il existe deux modules de déformation longitudinale :

• Module de déformation instantanée « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir d'un test de courte durée (la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures), il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel.

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{avec } (E_{ij}, f_{cj}) \text{ en Mpa. (BAEL91/Art2.1,2 1)}$$

$$\text{pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \Rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}.$$

• Module de déformation différé « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire. On utilise le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,22})$$

$$\text{Pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa on a } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

e) Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{Avec : } E : \text{Module de Young (module d'élasticité).}$$

ν : Coefficient de poisson.

• Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2) :

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

- **E.L.U :** $v=0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S :** $v=0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

f) *Fluage du béton :*

C'est le phénomène de déformation dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée. Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée. Le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

g) phénomène du retrait : c'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment :

- **au retrait avant prise :** c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton.
- **retrait thermique :** dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise de prise du béton.
- **retrait hydraulique :** dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

h) *Dilatation thermique :*

le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^{\circ} \text{C}$ on obtient $\Delta L = \pm 2\text{‰} \times L$.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendre une dilatation.

Pour éviter des dommages structuraux du à ce phénomène, on place régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25 à 50 m selon la région.

i) **Les Etats limites de calcul :**

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle elle est conçue, on distingue les catégories d'état limites suivants.

l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, les phénomènes correspondants à cet état sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b=1,5 \quad \text{cas des situations durables ou transitoires.} \\ \gamma_b=1,15 \quad \text{cas des situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta=1 \quad \text{si la durée d'application des actions est supérieure à 24h}(T > 24h). \\ \theta=0,9 \quad \text{si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h } (1h < T < 24h). \\ \theta=0,85 \quad \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 1h}(T < 1h). \end{array} \right.$$

Pour des situations durables : $\gamma_b=1,5$

	$\theta=1$
f_{bu}	14,20

Pour des situations accidentelles : $\gamma_b=1,15$

	$\theta=1$	$\theta=0,9$	$\theta=0,85$
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

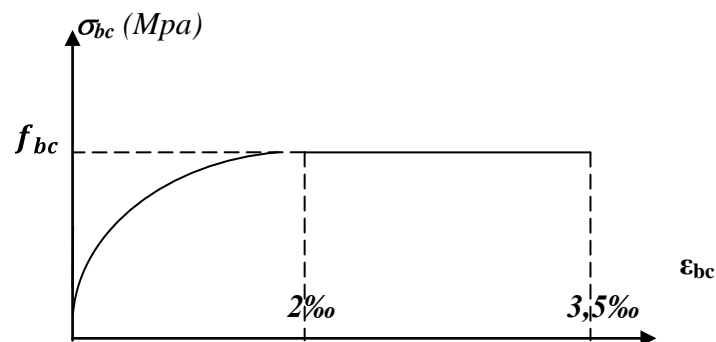


Figure1 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- ✓ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton (éclatement)
- ✓ L'état limite de service d'ouverture des fissures. (ouvertures)
- ✓ L'état limite de service de déformation. (flèche)

La contrainte limite de service est donnée par :

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

avec: $f_{c28}=25\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc}=15\text{ Mpa}$.

Pour la vérification il faut que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

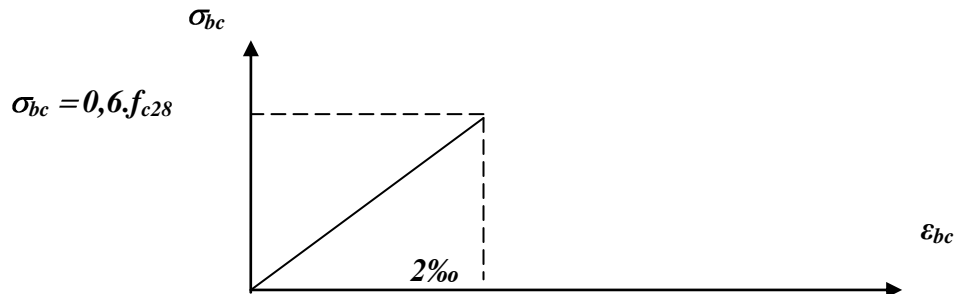


Figure2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

j) Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

2)Acier :

a)Généralités :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A).

- ✓ Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- ✓ Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500MPa.
- ✓ Treillis soudé de type TS520.

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

Remarque :

Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

b) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement Elastique (%)	Coefficient de scellement Ψ
Aciers en Barre	Rond lisse Fe E235	RL	235	410-490	2.2	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	1.4	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\phi < 6$)	TS	520	550	0.8	1

Tableau1 : Caractéristiques des aciers.

c) Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.2, 1})$$

d) Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson des aciers il est pris égal à : $\nu=0,3$.

e) Contrainte limite de l'acier :

1) Contrainte limite ultime :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A.4.3.2 BAEL91) :

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

Avec :

σ_s : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400.} \\ \sigma_s = 204 \text{ MPa} & \text{pour les aciers doux FeE240.} \end{array} \right.$$

f_e : Limite d'élasticité garantie, c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ en situation courante.} \end{array} \right.$

$\gamma_s = 1,00$ en situation accidentelle.

2) Contrainte limite de service :

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du BAEL91.

On distingue trois cas de fissurations :

- ✓ **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s = f_e \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 32})$$

- ✓ **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e, 110 \sqrt{nftj}) \right\} \text{ en MPa}$$

(BAEL 91 modifiés en 99, art A.4.5, 32)

- ✓ **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e, 110 \sqrt{nft28}) \right\} \text{ en MPa}$$

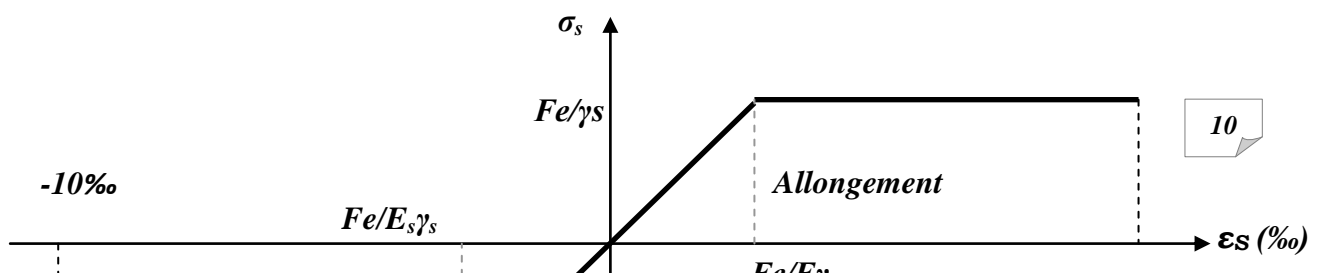
(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34)

n : Coefficient de fissuration.

n=1 : pour les ronds lisses (RL).

n=1,6 : pour les hautes adhérences (HA).

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :



Avec :

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,00 \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

Allongement relatif de l'acier :

f) Protection des armatures : (art A.7-2 4 BAEL91) :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage, on doit donc respecter les 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 éléments situés au contact d'un liquide
(Réservoir, tuyaux, canalisations)

$C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

La réglementation utilisée :

- *BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites)*
- *RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).*
- *DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).*

II.1) Introduction :

En respectant les recommandations en vigueur et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions, nous allons pouvoir pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, à savoir : les planchers, les balcons, les poutres.

II.2) Pré dimensionnement des planchers :**a) plancher en corps creux :**

Le plancher est constitué de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée, le tout complété par une dalle de compression armée d'un treillis soudé d'épaisseur de 4 à 5 cm.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$ht \geq L_{max}/22.5 \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 99}).$$

Avec:

L_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

ht : Hauteur total des planchers.

Dans notre cas : $L_{max} = 365 - 30 = 335 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } ht = 335 / 22.5 = 14.88 \text{ cm}$$

On adoptera une hauteur normalisée de $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4) cm, dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression, et ce dimensionnement est valable pour tous les planchers de cette construction.

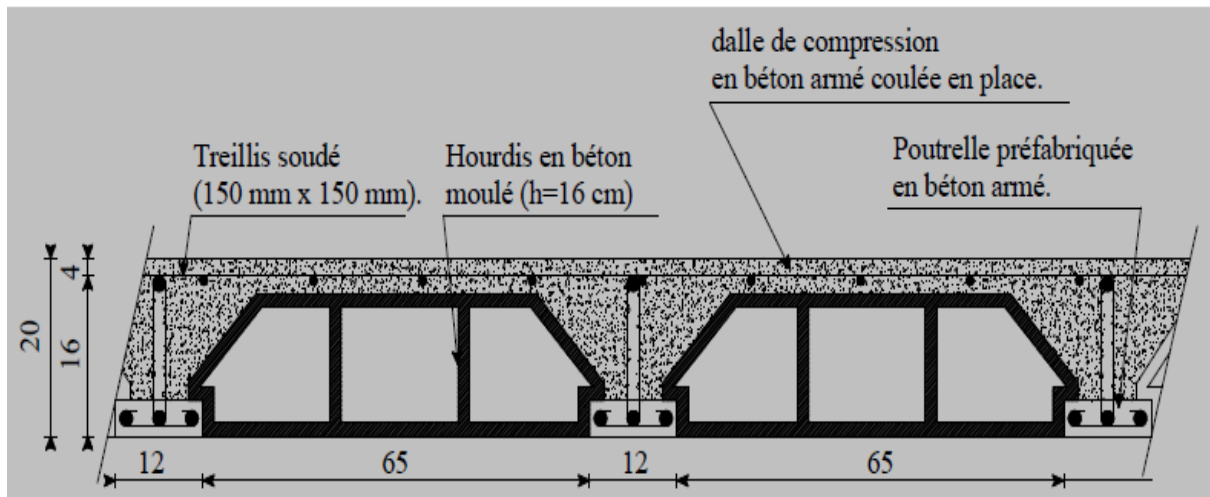


Figure (II-1): Coupe transversale d'un plancher.

II.2.2) La dalle pleine (balcon) :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- la résistance à la flexion.
- l'isolation acoustique.
- la résistance au feu.

Pré dimensionnement :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq L_0 / 10$$

Avec :

L_0 : portée libre ($L_0 = 1.25m$).

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq 1.25/10 = 0.125m \approx 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

Résistance au feu :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

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

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_o = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm.}$$

Nous prenons : $h_o = 15 \text{ cm}$

II.2.3) Les poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \text{ (Pour avoir une forme rectangulaire)} \end{cases}$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99), pour la zone (IIa):

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4 \text{ cm.} \end{cases} \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1})$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

a) Les poutres principales (p_p) :

Les dimensions de calcul exigé par le RPA est (30x30) cm.

$$L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm.}$$

$$440/15 \leq h_{pp} \leq 440/10 \Rightarrow 29.33 \leq h \leq 44 \quad [\text{cm}].$$

On adopte:

$$h_{pp} = 45 \text{ (cm).}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 18 \leq b \leq 31.5 \quad [\text{cm}].$$

On adopte :

$$b_{pp} = 35 \text{ cm.}$$

B) Les poutres secondaires (p_s):

$$L_{\max} = 365 - 30 = 335 \text{ cm.}$$

$$335/15 \leq h_{ps} \leq 335/10 \Rightarrow 22.33 \leq h_{ps} \leq 33.5 \quad [\text{cm}].$$

On adopte :

$$h_{ps} = 35 \text{ cm.}$$

$$0.4h \leq b_{ps} \leq 0.7h \Rightarrow 14 \leq b_{ps} \leq 24.5 \quad [\text{cm}].$$

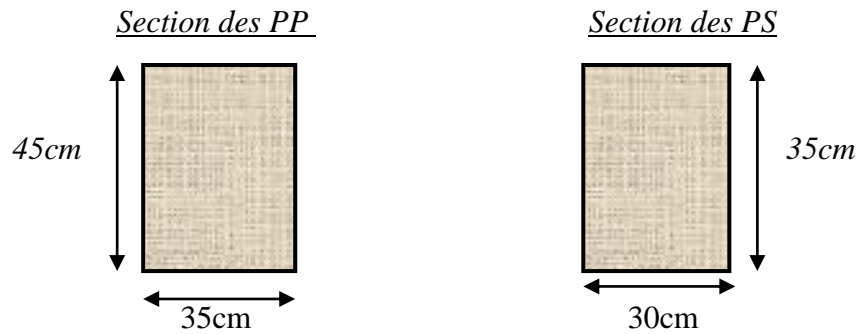
On adopte :

$$b_{ps} = 30 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres sont comme suites :

- Les poutres principales : (35* 45) cm.²
- Les poutres secondaires : (30* 35) cm.²



Figure(II.2) : sections des poutres secondaires et principales.

II.2.4) Les voiles :

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

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. de RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition $L \geq 4e_p$

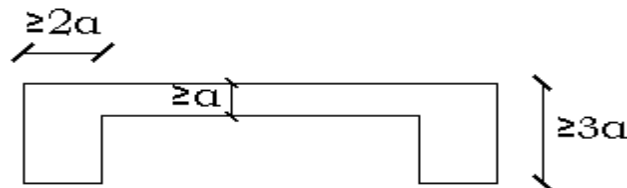
Avec : e_p : épaisseur des voiles.

L : portée min des voiles.

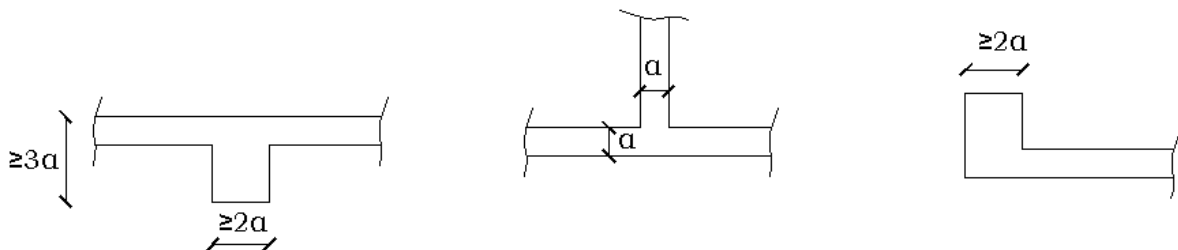
L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

$$e_p \geq \max \left[\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right] = h_e/20$$

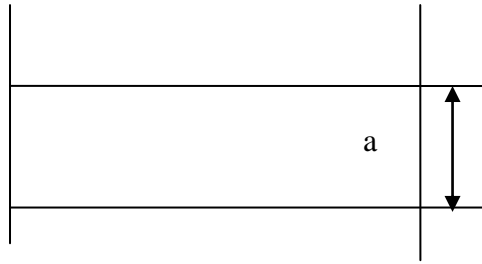
1er cas : $\alpha \geq h_e/25$



2er cas : $\alpha \geq h_e/22$



3er cas : $\alpha \geq h_e/20$



Dans notre cas on a :

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

Donc :

$$h_e/20 = 286/20 = 14.3 \text{ cm} \rightarrow ep \geq 14.3 \text{ on prend: } ep = 20 \text{ cm.}$$

Pour la portée min des voiles L on a :

$$L \geq 4 \times ep = 4 \times 20 = 80 \Rightarrow L > 80 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II.2.5) Les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal N_s .

L'effort N_s sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et vérifiant les exigences du (RPA 99 modifié 2003), qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

$$\begin{cases} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20. \\ 1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4. \end{cases}$$

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$B \geq N_s / \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

B : Section du poteau.

N_s : effort normal revenant au poteau considéré.

$N_s = G + Q$ $\begin{cases} G : \text{charges permanentes.} \\ Q : \text{surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des} \\ \text{surcharges.} \end{cases}$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à l'ELS.

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

Remarque :

Pour nos calculs en commence avec la section du poteau exigé par le RPA qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$, pour arriver aux sections finales.

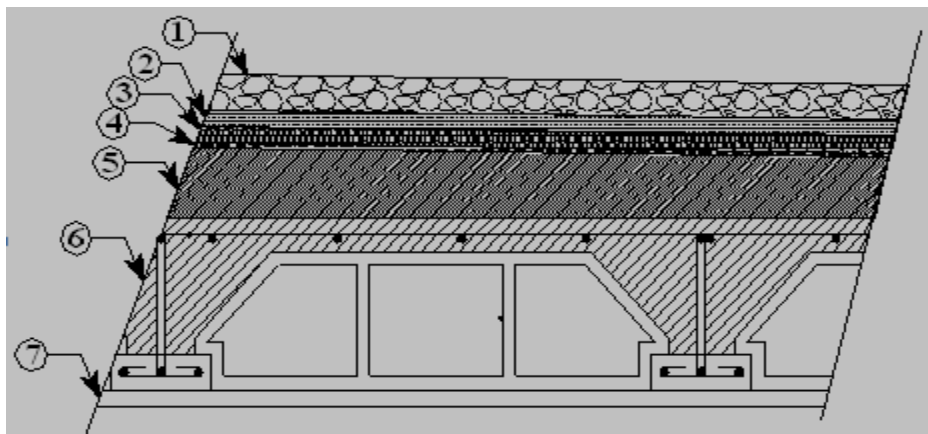
II.2.5.1) Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes G:

Plancher terrasse :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (cm)	$\rho \text{ (KN/m}^2\text{/cm)}$	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	4	0.2	0.8
2	Etanchéité multicouche	2	0.12	0.24
3	Isolation thermique	2	0.8	1.6
4	Feuille papier kraft	0.5	0.02	0.01
5	Forme de pente	7	0.24	1.68
6	Plancher en corps creux	16+4	/	2.80
7	Enduit de plâtre	2	0.1	0.2
				$G_t = 7.33 \text{ KN/m}^2$

Tableau(II.1) : Charges permanentes (G) Plancher terrasse.

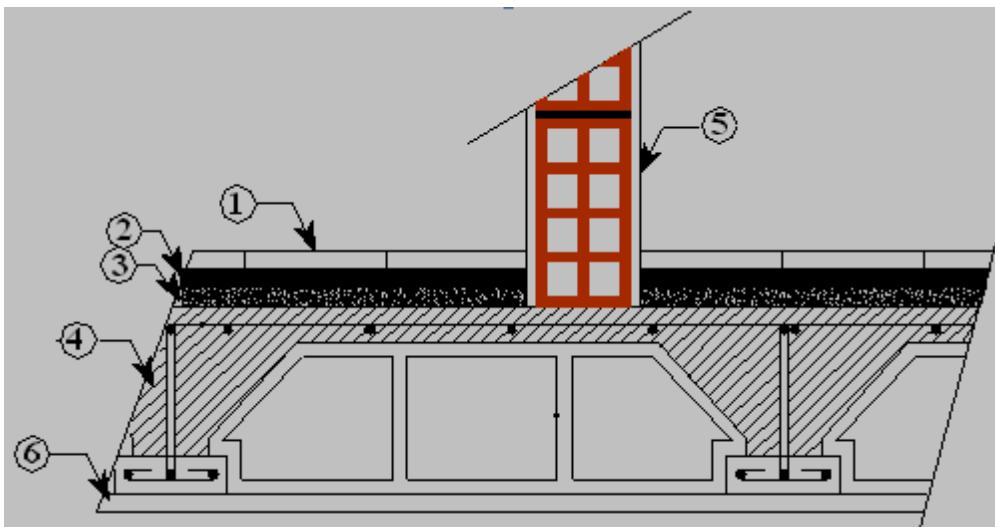


Figure(II.3) : Coupe du Plancher terrasse.

Plancher d'étage courant :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
	Revêtement de carrelage	2	0.22	0.44
2	mortier de pose	2	0.22	0.44
3	Couche de sable	2	0.18	0.36
4	Plancher en corps creux	16+4	/	2.80
5	Les cloisons de séparation	10	/	0.9
6	Enduit de plâtre	2	0.1	0.2
			$G_t = 5.14 \text{ KN/m}^2$	

Tableau(II.2) : Charges permanentes (G) étage courant.



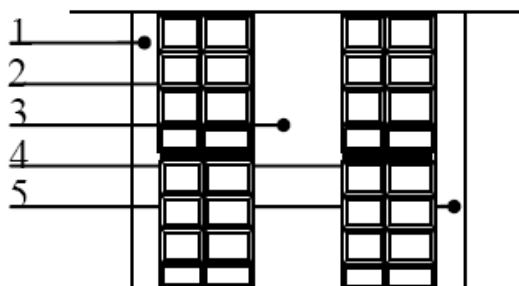
Figure(II.4): Coupe du Plancher d'étage courant

Maçonnerie :

Murs extérieurs :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (cm)	r (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	2	0.18	0.36
2	Brique creuse	10	/	0.9
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuse	10	/	0.9
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
			$G_t = 2.36 \text{ KN/m}^2$	

Tableau (II.3) : Charges permanentes (G) aux murs extérieurs.

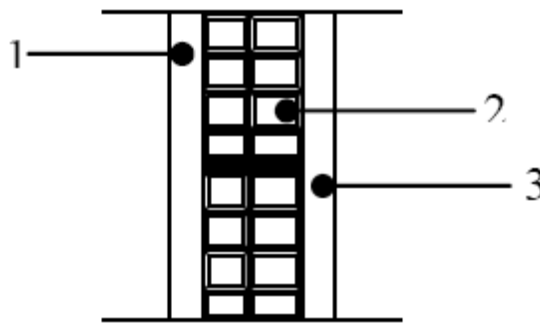


Figure(II.4.a) : Coupe verticale d'un mur extérieur.

Murs intérieurs :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (cm)	r (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
2	Brique creuse	10	/	0.9
3	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
			$G_t = 1.30 \text{ KN/m}^2$	

Tableau (II.4) : Charges permanentes (G) aux murs intérieurs.



Figure(II.4.b) : Coupe verticale d'un mur intérieur

Charges d'exploitation Q :

Eléments	Surcharges (KN/m ²)
Acrotère	1,00
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.50
Plancher étage (service)	2.50
Plancher RDC (commercial)	5
balcon	3.5
escalier	2.5

Tableau(II.5) : Charges d'exploitation (Q).

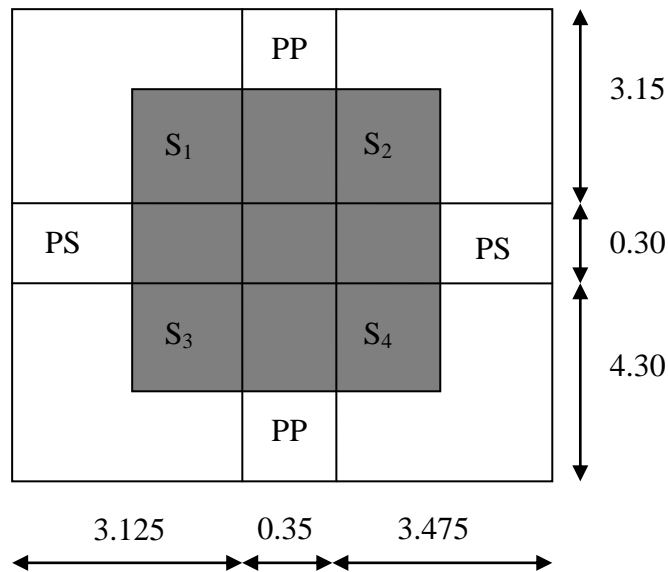
II.2.5.2) Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : C 3



Figure(II.5) : surface revenant au poteau le plus sollicité.

Calcul de la surface revenant au poteau C3:

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

Avec:

$$\begin{cases} S_1 = 1.56 \times 1.57 = 2.45 \text{ m}^2. \\ S_2 = 1.57 \times 1.74 = 2.73 \text{ m}^2. \\ S_3 = 1.56 \times 2.15 = 3.35 \text{ m}^2. \\ S_4 = 1.74 \times 2.15 = 3.74 \text{ m}^2. \end{cases} \Rightarrow S = 12.27 \text{ m}^2.$$

A) Charges permanentes :

1) Poids des poutres :

- Poutres principales :

$$G_{pp} = 0.35 \times 0.45 \times 3.72 \times 25 = 14.65 \text{ KN}.$$

- Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 3.30 \times 25 = 8.66 \text{ KN}.$$

D'où le poids des poutres est de :

$$G_p = 14.65 + 8.66 = 23.31 \text{ KN}.$$

2) Poids des planchers :

- Plancher terrasse :

$$G_{pt} = 12.27 \times 7.33 = 89.94 \text{ KN}.$$

- Plancher étage courant :

$$G_{pe} = 12.27 \times 5.14 = 63.07 \text{ KN}.$$

3) Poids des poteaux :

- Poteaux du sous sol+ RDC commerce :

$$P_{pot} = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.37 \text{ KN.}$$

- Poteaux étage service + étage logements :

$$P_{Pot} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN.}$$

4) Poids des murs intérieures :

- Murs RDC+ S.Sol :

$$P_m = 12.27 \times 1.30 \times 4.08 = 65.08 \text{ KN.}$$

- Murs étages:

$$P_m = 12.27 \times 1.30 \times 3.06 = 48.81 \text{ KN.}$$

B) Charges d'exploitations :

- Plancher terrasse :

$$Q_{pt} = 12.27 \times 1.00 = 12.27 \text{ KN.}$$

- Plancher étage courant :

$$Q_{ec} = 12.27 \times 1.50 = 18.40 \text{ KN.}$$

- Plancher étage service:

$$Q_{es} = 12.27 \times 2.50 = 30.67 \text{ KN.}$$

- Plancher RDC commerce:

$$Q_{rdc.c} = 12.27 \times 5 = 61.35 \text{ KN.}$$

II.2.5.3) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout le plancher.

Cette loi s'applique aux bâtiments très élancé ; dont le nombre de niveau est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suite :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n > 5$$

Avec :

Q_n : charge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des charges

Q_0 : charge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : charge d'exploitation de l'étage.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Coefficients de dégression de surcharges DTR BC 2.2(4) (art6.3) :

niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficients	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65

$$Q_{terrasse} = Q_0 = 12.27KN.$$

$$Q_7 = Q_0 + Q_1 = 30.67KN.$$

$$Q_6 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 47.23KN.$$

$$Q_5 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 61.95KN.$$

$$Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 74.83KN.$$

$$Q_3 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 85.87KN.$$

$$Q_2 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 95.07KN.$$

$$Q_1 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 116.66KN.$$

$$Q_{RDC} = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 151.49KN.$$

$$Q_{S.Sol} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 183.72KN.$$

NIV	Charges permanentes [KN]						charges d'exploitation [KN]		Effort Normal [KN]	Sections des poteaux
	Plancher	poutres	poteau x	Murs	G _{totale}	G _{cum}	Q _i	Q _{cum}	N _s =G _c +Q _c	S _{min} =N _s /σ _{st}
Terrasse	89.94	23.31	0.00	0.00	113.25	113.25	12.27	12.27	125.54	83.69
7	63.07	23.31	4.78	48.81	139.97	253.22	18.40	30.67	283.89	189.26
6	63.07	23.31	4.78	48.81	139.97	393.19	18.40	49.07	442.26	294.84
5	63.07	23.31	4.78	48.81	139.97	533.16	18.40	67.47	600.63	400.42
4	63.07	23.31	4.78	48.81	139.97	673.13	18.40	85.87	759.00	506.00
3	63.07	23.31	4.78	48.81	139.97	813.10	18.40	104.27	917.37	611.58
2	63.07	23.31	4.78	48.81	139.97	953.07	18.40	122.67	1075.74	717.16
1	63.07	23.31	4.78	48.81	139.97	1093.04	30.67	153.34	1246.38	830.92
RDC	63.07	23.31	6.37	65.08	157.83	1250.87	61.35	214.69	1465.56	977.04
S.Sol	63.07	23.31	6.37	65.08	157.83	1408.70	61.35	276.04	1684.74	1123.16

Tableau(II.6) : Tableau récapitulatif de la descente des charges.

Remarque :

Les calculs effectués ci-dessus (tableau II.6) donnent des sections des poteaux très réduites. Pour cela ; il est préférable d'augmenter les sections du béton afin d'éviter le risque d'éclatement sous l'effet d'armature, et pour une meilleure répartition des armatures avec les diamètres inférieures.

On adopte les sections suivantes :

Sous-sol, RDC commerce : (45 x 55).

1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} niveau: (40 x 50).

4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} niveau : (35 x 45).

II.2.5.4. Vérifications relatives aux exigences du RPA : (Art 7.4.1 du RPA99)

$$\text{Min}(b ; h) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

condition vérifiée.

$$\text{Min}(b ; h) = 35 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 286 / 20 = 14.30 \text{ cm}$$

condition vérifiée.

$$1/4 \leq b/h = 0.25 \leq 0.78$$

condition vérifiée.

⇒ Toutes les sections des poteaux sont admissibles.

II.2.5.6) Vérification de la résistance des poteaux au flambement:

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

Pour qu'il n'y ait pas de flambement il faut que l'élancement soit : $\lambda = l_f / i \leq 50$

Avec :

l_f : longueur de flambement,

$l_f = 0.7 l_0$; tel que l_0 : portée réelle du poteau (hauteur libre).

i = rayon de giration. Avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie du poteau. Avec : $I = bh^3/12$

B : section transversal du poteau. Avec : $B = b.h$

Finalement :

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 l_0}{\frac{bh^3/12}{bh}} = \frac{0.7 l_0 \sqrt{12}}{h} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{h}$$

Application numérique :

- Pour le S.sol et le RDC (45X55) :

$$\lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{4.08}{0.55} = 17.20.$$

- Pour le 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} (40x50) :

$$\lambda = 0.7\sqrt{12} \frac{3.06}{0.50} = 14.84.$$

- Pour le 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} (35x45) :

$$\lambda = 0.7\sqrt{12} \frac{3.06}{0.45} = 16.49.$$

Toutes les valeurs de λ étant inférieurs à 50, il n'ya aucun risque de flambement.

Conclusion :

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

- Hauteur du plancher: ht = 20 cm soit (16+4).
- Epaisseur de la dalle pleine (balcon) : ht =15cm.
- Epaisseur des voiles : ht = 20 cm.
- Section des poutres secondaires (30 x 35).
- Section des poutres principales (35x 45).

- Section des poteaux :

S.sol + RDC : (45x55).

1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} niveau : (40 x 50).

4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} niveau : (35 x 45).

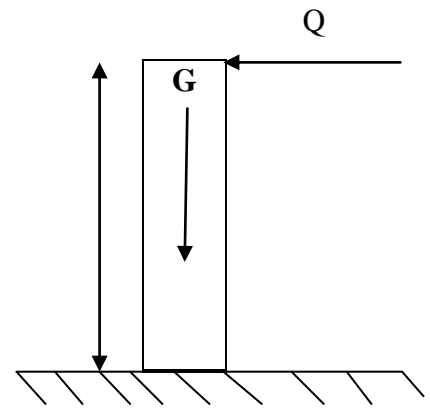
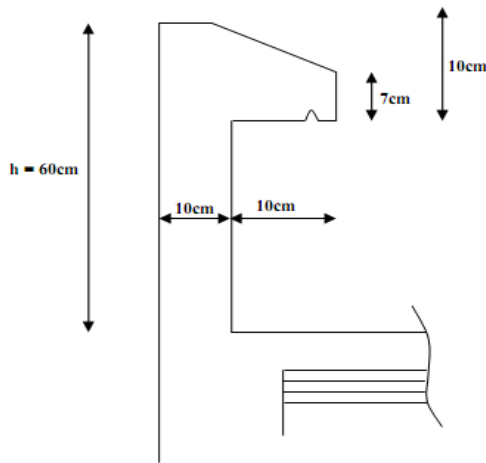
III.1) Introduction:

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

III.2) Acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, elle sera assimilée à une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre G et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée.



Figure(III.2.1) : Coupe verticale de l'acrotère

Figure(III.2.2) : Schéma statique de l'acrotère.

III.2.1) Calcul des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère :

$G = \rho \times S$ avec : ρ : masse volumique du béton.
 S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1)/2] = 1.712 \text{ KN/m.}$$

- La force sismique :

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

Avec:

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage2) $\rightarrow A=0.15$ (tableau 4.1 RPA99/VERSION2003).

C_p : Facteur de force horizontale $\rightarrow (C_p = 0.8)$.

WP : le poids de l'acrotère $\rightarrow (1,712\text{KN/m})$ (tableau 6.1 RPA99/VERSION2003).

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.712 = 0.821\text{KN/m}.$$

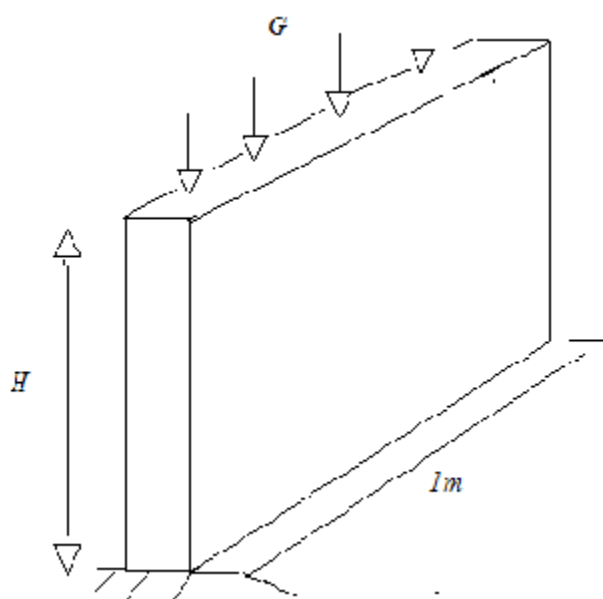
- Surcharge de la main courante:

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

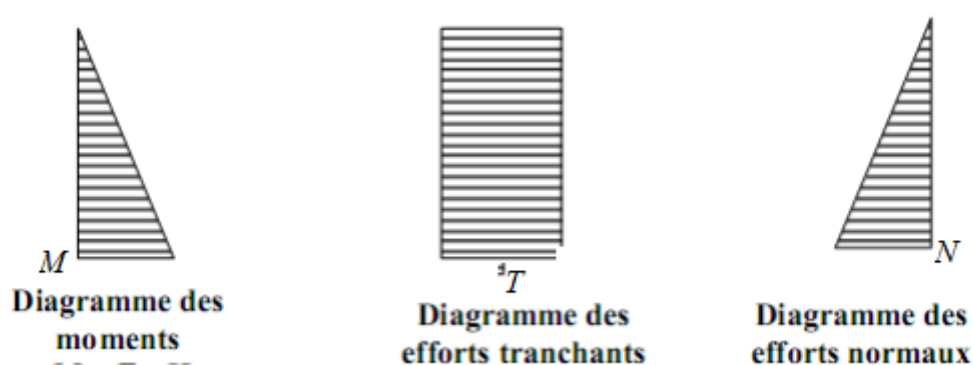
Remarque :

$F_p < Q = 1\text{KN/m} \rightarrow$ le calcul avec Q

III.2.2) les efforts internes :



Figure(III.2.3) : Schéma statique de l'acrotère.



$$M = Q \times H$$

$$T = Q$$

$$N = G$$

Figure(III.2.4) : Diagrammes des efforts internes.

- $M_{\max} = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KNm}$. (Moment de renversement)
- $T = Q = 1 \text{ KN}$. (Poussée latérale)
- $N = G = 1,712 \text{ KN}$.

III.2.3) Combinaisons de charges :

ELU :

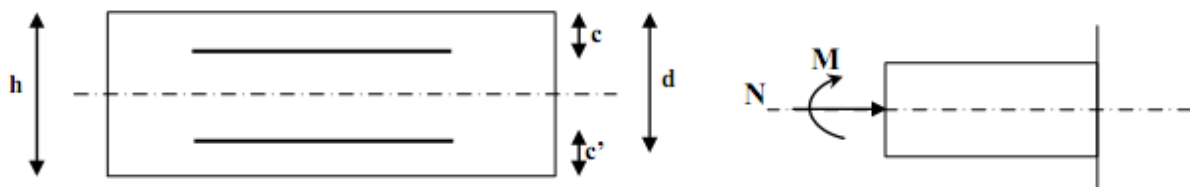
- Effort normal de compression : $N_u = 1,35G$ $N_u = 1,35 \times 1,712 = 2,311 \text{ KN}$
- Moment de reversement : $M_u = 1,5 \times M_q$ $M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,90 \text{ KNm}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5Q$ $T_u = 1,5 \text{ KN}$.

ELS :

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,712 \text{ KN}$
- Moment de reversement : $M_s = M_q = 0,6 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = Q = 1 \text{ KN}$.

III.2.4) Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».



Figure(III.2.5) : Schéma de calcul de l'acrotère.

Avec :

- h : Epaisseur de la section : 10 cm
- c et c' : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton
 $c = c' = 3 \text{ cm}$
- $d = h - c$: Hauteur utile : 7 cm
- M : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

Calcul des armatures a l'ELU :

1) Position du centre de pression : C_p

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,311} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et comme N_u est un effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimée.

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

2) Calcul des armatures en flexion simple :

- moment fictif :

$$M_f = N_u \times g \quad \text{Avec} \quad g = e_u + \frac{h}{2} - c = 0.39 + 0.02 = 0.41 \text{ m.}$$

$$M_f = 2.311 \times 0.41 = 0.948 \text{ KNm.}$$

- moment réduit:

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \mu = \frac{0.948 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.014 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.948 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348 \times 10^2} = 0.392 \text{ cm}^2.$$

3) Calcul en flexion composée des armatures réelles : A

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.392 - \frac{2.311}{34.8} = 0.33 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 5T6/ml = 1.41 \text{ cm}^2/ml.$$

Puisque l'effort du séisme est réversible, on doit mettre ces armatures sur les deux faces de l'acrotère.

- Vérification à l'ELU :**

a) la condition de non fragilité :

Pour une section qui est soumise à la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion si elle est partiellement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est :

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right] b d. \quad \text{Avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.35 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \left[\frac{35 - 0.455 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} \right] 100 \times 7 = 0.80 \text{ cm}^2 / ml.$$

Conclusion :

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

$$A_s = A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

$$A_{adop} = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} . \text{ Soit } 5T8/\text{ml}$$

armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 / \text{ml} . \text{ Soit } 5T6/\text{ml} = 1.411 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec un } e = 20 \text{ cm} .$$

b) Vérification au cisaillement :(BAEL 91/Art A5.1.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, on doit donc vérifier que :

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

La contrainte de cisaillement est donne par la formule suivante :

$$\tau = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 7} = 0.214 \text{ MPa} .$$

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

c) Vérification de l'adhérence des barres :(BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

Pour connaitre le comportement d'interface entre le béton et l'armature, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} .$$

$$\text{Acier haut adhérence} \quad \psi_s = 1.5 \longrightarrow \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} . = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} .$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm} .$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.05} = 2.36 \text{ MPa}$$

2,36MPa < 3.15MPa Condition vérifié.

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Encrage des barres : (Art. A.6.1,21/ BAEL91)

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit L_s .

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \tau_{se} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} .$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm} . \text{ On prend } L_s = 30 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm} .$
On prend $L_a = 15 \text{ cm} .$

e) Espacement des barres : (Art.8.2,42/BAEL91) :

- Armatures principales : $S_{t \max} = 20 \text{ cm} < \min \{ 3h; 33 \text{ cm} \} = \min \{ 30 \text{ cm}; 33 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} .$
 \Rightarrow Condition vérifiée
- Armature de répartition : $S_{t \max} = 15 \text{ cm} < \min \{ 4h; 45 \text{ cm} \} = \min \{ 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm} .$
 \Rightarrow Condition vérifiée.

III.2.4) Etude à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit calculer la section d'acier car on risque d'obtenir une section plus importante que celle calculée à l'ELU. Les vérifications à effectuer portent sur :

- un état limite de compression du béton (A.4.5, 2).
- un état limite d'ouverture des fissures (A.4.5, 3.).

a) Combinaison des la charges :

$$N_s = G + Q = 1.712 + (0) = 1.712 \text{ KN}$$

$$M_s = G + Q = (0) + (0, 6 \times 1) = 0.6 \text{ KN.m}$$

b) L'excentricité :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.712} = 0.350 \text{ m} .$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02 \text{ m}.$$

Le centre de pression est on dehors de la section et comme N_s est un effort de compression, on constate que la section est partiellement comprimée.

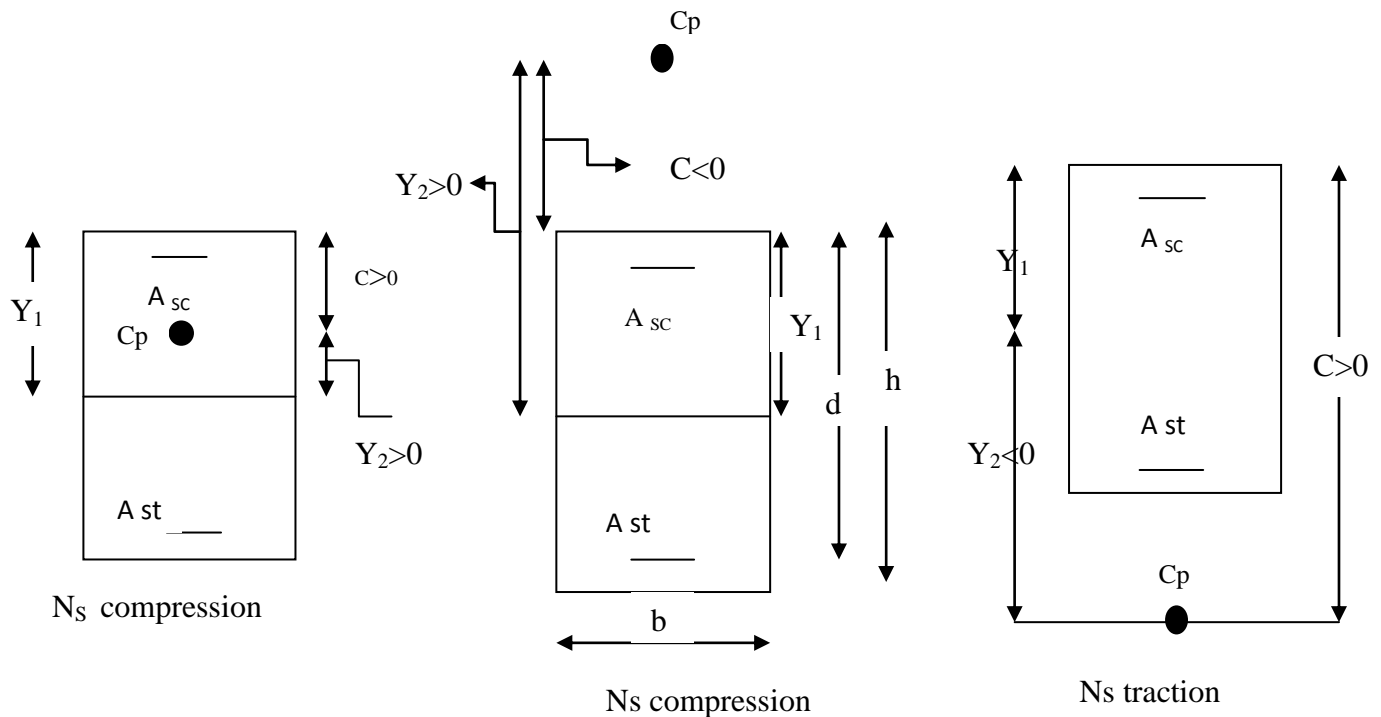
c) La fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \max \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right) = \min \left(266.67; \max \left(200; 201.63 \right) \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}.$$

- **Vérification à l'ELS :**

a) L'état limite de compression du béton et d'ouverture des fissures :



Figure(III.2.6) : Position de l'axe neutre à l'ELS en flexion composée.

$$c = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 35 = -25 \text{ cm}.$$

c : distance entre le centre de pression C_p et l'arête la plus comprimée.

Y_2 : distance entre le centre de pression C_p et l'axe neutre, sa valeur est déterminée en résolvant l'équation : $y^3_2 + py_2 + q = 0$.

$$\begin{cases} p = -3c - \frac{90 A_{sc}}{b} \left(c - c' \right) - \frac{90 A_{st}}{b} \left(c - c' \right) \\ p = -3(-25)^2 - \frac{90 \times 2.51}{100} \left(-25 \right) - 3 - \frac{90 \times 2.51}{100} \left(-25 \right) = -1869.924 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q = -2c^3 - \frac{90 A_{sc}}{b} \left(c - c' \right) - \frac{90 A_{st}}{b} \left(c - c' \right) \\ q = -2(-25)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} \left(-25 \right) - 3 - \frac{90 \times 2.51}{100} \left(-25 \right) = 28955.648 \end{cases}$$

$$y_2^3 - 1869.924y_2 + 28955.648 = 0.$$

Après résolution, on aura :

$$y_2 = +26.6805 \text{ cm.}$$

$y_1 = y_2 + c = 26.6805 + (-25) = 1.68 \text{ cm}$. La distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section.

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$S = \frac{by_1^2}{2} + 15 A_{st} \left(y_1 - c' \right) + 15 A_{st} \left(c - y_1 \right) = \frac{100 \times 1.68^2}{2} + 15 \times 2.51 \left(1.68 - 3 \right) - (7 - 1.68) =$$

$$S = 55.584 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_s}{S} = \frac{1.712 \times 10^3}{55.584 \times 10^6} = 3.08 \times 10^{-5} \text{ N / mm}^3 \text{ (} N_s \text{ est négatif en car de traction).}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 3.08 \times 10^{-5} \times 16.8 = 5.17 \times 10^{-4} \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sc} = nK (y_1 - c') = 15 \times 3.08 \times 10^{-5} (16.8 - 30) = 2.03 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sc} = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = nK (d - y_1) = 15 \times 3.08 \times 10^{-5} (70 - 16.8) = 2.45 \times 10^{-2} \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}.$$

b) L'état de limite de déformation :

Calcul de la flèche :(BAEL91 Article : B.6.5., 2) :

Pour les consoles, on peut admettre que la flèche f_v de l'extrémité de la console correspondant aux déformations de longue durée a pour valeur :

$$f_v = \frac{M_s}{4 E_v I_{fv}} \leq \frac{L}{250}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}; I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4 \lambda_i \mu}; \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5 \rho}; \rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa};$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.028 \longrightarrow \beta_1 = 0.971$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.971 \times 70 \times 251} = 35.16 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

$$I_0 = \frac{b y_1^3 I_0}{3} + 15 A_{sc} (y_1 - c')^2 + 15 A_{st} (c' - y_1)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 1.61^3}{3} + 15 \times 2.51 (1.61 - 3)^2 + 15 \times 2.51 (7 - 1.61)^2 = 1305.66 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5 \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.028} = 3.75$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.028 \times 35.16 + 2.1} = 0.391$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4 \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 1305.66}{1 + 0.4 \times 3.75 \times 0.391} = 599.301 \text{ cm}^4$$

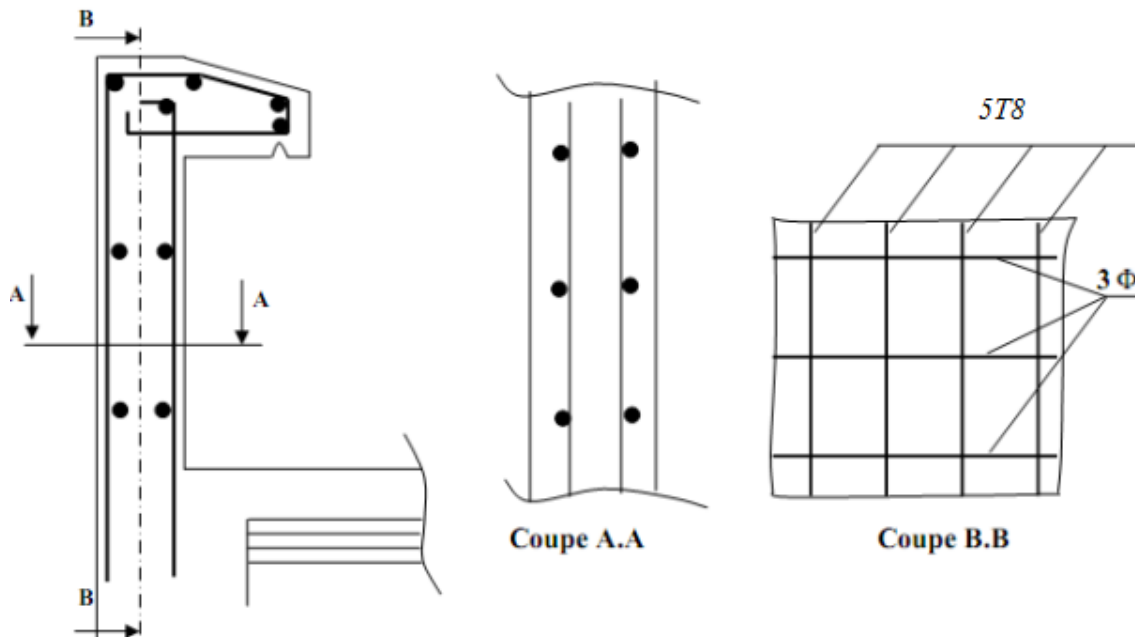
$$f_v = \frac{0.6 \times 10^6 \times 1000^2}{4 \times 10818.87 \times 599.301 \times 10^4} = 2.31 \text{ mm} \leq \frac{1000}{250} = 4 \text{ mm}$$

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

Armatures principales.....A = 2.51 cm²/ml. Soit 5T8/ml

Armatures de répartitions..... 5T6/ml = 1.41 cm²/ml

III.2.6) Ferrailage de l'acrotère :



Figure(III.2.7) : Ferrailage de l'acrotère.

III.3) Les balcons :

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons, le premier est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage et le second est en dalle pleine.

III.3.1) Etude de la dalle pleine :

Le balcon est calculé telle une console encastré au niveau de la poutre de rive, soumise à des charges permanentes , au poids du garde corps ainsi aux charges d'exploitations ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionnés comme suit :

- largeur $L=1.25$ m
- longueur $l=3.30$
- un garde de corps de hauteur $h=1$ m en brique plein de 10.5 cm d'épaisseur.

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande d'1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple.

Le schéma statique est comme suite

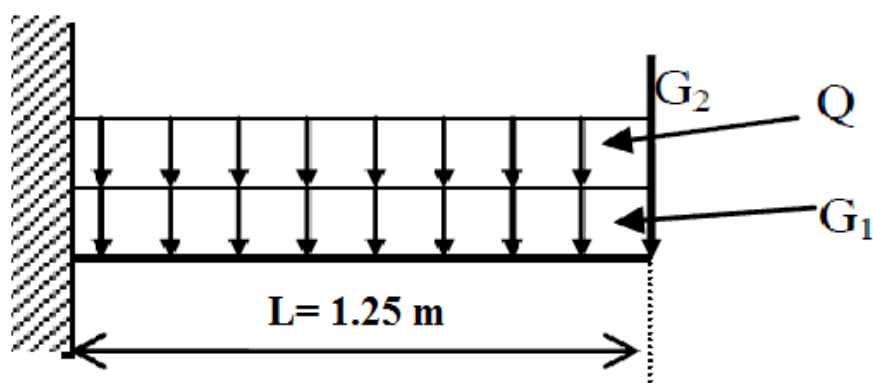


Figure (III.3.1) : Schéma statique du balcon.

III.3.1.1) Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{largeur du balcon.}$$

$$e \geq \frac{125}{10} = 12.5 \text{ m} \quad \text{on prend } e = 15 \text{ cm}$$

III.3.1.2) Déterminations des sollicitations :

a) Charge permanente :

Désignation	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Couche de sable	18	0.02	0.36
Enduit de mortier de ciment	18	0.02	0.36
La dalle pleine	25	0.15	3.75
Poids totale			G= 5.23

Tableau (III.3.1) : Les charges permanentes revenant au balcon.

b) Charge concentré du garde corps :

Désignations	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Murs en brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en mortier de ciment	18	2*0.02	0.72
Poids totale			G1= 1.62

Tableau (III.3.2) : Les charges concentré revenant au balcon.

c) Surcharge d'exploitations :

$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$ (DTR B.C.2.2) (surcharge du balcon) .

Combinaison de charges :

L'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Dalle: $q_{u1} = (1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$

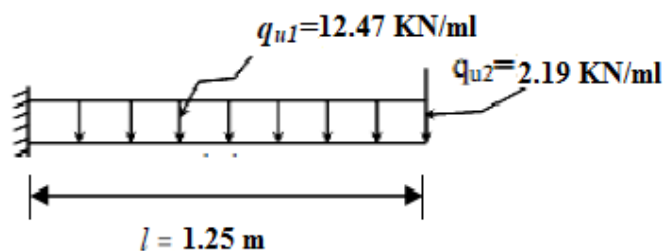
Garde de corps : $q_{u2} = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN/ml}$.

L'ELS : $q_s = G + Q$

Dalle : $q_{s1} = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $q_{s2} = 1.62 \text{ KN/ml}$

III.3.1.3) calcul à l'ELU :



- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1}}{2} l^2 = \frac{12.47}{2} \times 1.25^2 = 9.47 \text{ KNm} .$$

- Le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \cdot l = 2.19 \times 1.25 = 2.74 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow le moment total est : $M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 9.47 + 2.74 = 12.21 \text{ KNm}$.

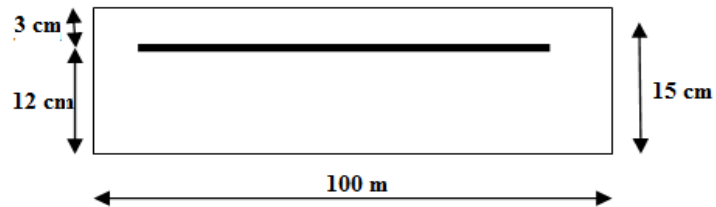
- Effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12.47 \times 1.25 + 2.19 = 17.78 \text{ KN}.$$

III.3.1.4) Ferrailage en flexion simple :

- Armature principale :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12.21 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S S A (Section Simplement Armée)}.$$



$$\mu = 0.06 \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.5 = 348 \text{ MPa}$$

D'où :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.21 \times 10^3}{0.969 \times 12 \times 348} = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}.$$

- Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

III.3.1.5) Vérification des efforts :

1) Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :**

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 d \sum U_i} = \frac{17.78 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 0.87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{17.78 \times 10}{100 \times 12} = 0.889 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

- **Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principale : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow \text{condition vérifier.}$

Armature secondaire : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) \Rightarrow \text{condition vérifier.}$

III.3.1.6) calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

- **Calcul des moments :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left(\frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \left(\frac{8.85 \times 1.25^2}{2} + 1.62 \times 1.25 \right) = 8.93 \text{ KNm.}$$

$$M_s = 8.93 \text{ KNm.}$$

- **Détermination d'armatures :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.66; 201.63\} \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{8.93 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 201.63} = 0.0031 \Rightarrow \beta_1 = 0.909; k_1 = 39.95$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{8.93 \times 10^3}{0.909 \times 12 \times 201.63} = 4.06 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² Avec : S_t = 20 cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3.93 cm² avec S_t = 20 cm

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$. Etat limite de compression de béton : (Art A 4.5.2 BAEL)

$$\rho_1 = 0.342 \longrightarrow k_1 = 39.95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k_1} = \frac{201.63}{39.95} = 5.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{S.S.A}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissurations :**

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{Valeur de } \beta_1 : \rho = \frac{100 A_s}{b d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.47 \Rightarrow \beta_1 = 0.896$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{8.93 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 147 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$ la section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissurations.

• **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{125} = 0.12 > 0.0625 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{125} = 0.12 > \frac{8.93}{10 \times 2.43} = 0.36 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées d'où la vérification est nécessaire.

Calcul de la flèche :

Pour une console uniformément chargée, on doit vérifier que la flèche est vérifiée :

$$f < \bar{f}$$

$$\text{Avec : } f = f_1 + f_2$$

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{l}{250} = \frac{125}{250} = 0.50 \text{ cm.}$$

Soit $M_1 = \frac{-q l^2}{2}$: le moment dû à la charge et surcharge uniformément répartie revenant au balcon.

Soit $M_2 = -g u . l$: le moment dû à la charge concentrée (garde corps).

En utilisant la méthode de vérechaguine on obtient :

$$f_1 = \frac{q l^4}{8 E I} \quad f_1: \text{ flèche due à la charge et surcharge revenant au balcon.}$$

$$f_2 = \frac{g l^3}{3 E I} \quad f_2: \text{ flèche due à la charge concentrée du au garde corps.}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4. \quad I: \text{ moment d'inertie du balcon}$$

$E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} = 1081,887 \text{ KN/cm}^2$ E : module de déformation différée du béton.

$A.N$:

$$f_1 = \frac{8.85 \cdot 10^{-2} \cdot 125^4}{8 \cdot 1081.886 \cdot 28125} = 0.088 \text{ cm.}$$

$$f_2 = \frac{1.62 \cdot 10^{-2} \cdot 125^4}{3 \cdot 1081.886 \cdot 28125} = 0.043 \text{ cm.}$$

$$f = f_1 + f_2 = 0.088 + 0.043 = 0.131 \text{ cm.}$$

D'où

$$f = 0.131 \text{ cm} < \bar{f} = 0.50 \text{ cm.} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

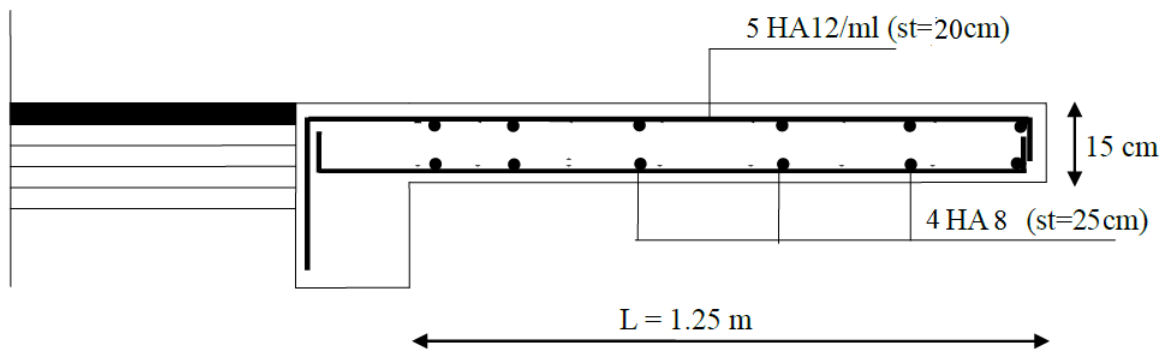


Figure (III.3.3) : Ferrailage du balcon reposant sur deux appuis.

III.3.2) Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastré à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieur.

III.3.2.1) Dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre se fait avec la formule suivante :

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

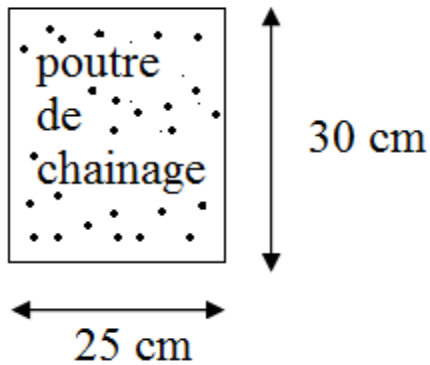
$$\text{La largeur : } 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : L : la largeur libre dans le sens considéré

$$L = 365 - 30 = 335 \text{ cm}$$

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \Rightarrow 22.33 \leq h \leq 33.5 \Rightarrow \text{on opte pour une hauteur de } h = 30 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 0.30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \Rightarrow \text{on opte pour une largeur de } b = 25 \text{ cm}$$



III.3.2.2) Détermination Des Sollicitations :

1) Charge permanentes :

- Poids propre de la poutre : $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml.}$
- Poids du mur (double cloison) : $3.65 \times 2.94 = 10.71 \text{ KN/ml.}$
- Poids du plancher : $5.45 \times 0.65/2 = 1.77 \text{ KN/ml.}$

$$G_t = 14.36 \text{ KN/ml}$$

2) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \times 0.65/2 = 1.14 \text{ KN/ml.}$$

3) Combinaison de charge :

À l'ELU :

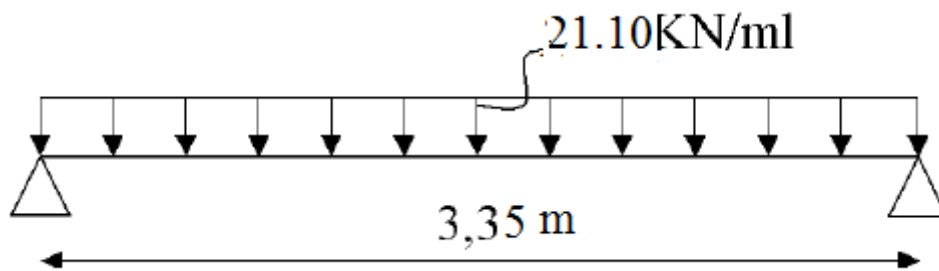
$$qu = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow qu = 21.10 \text{ KN/ml.}$$

À l'ELS :

$$qs = G + Q \Rightarrow qs = 15.50 \text{ KN/ml.}$$

III.3.2.3) Calcul à l'ELU :

On considère que la poutre est simplement appuyée



- Calcul des moments :**

Pour le calcul des moments dans des poutres semi encastré ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

$$\text{En travées : } M_t = 0.85 \frac{qu l^2}{8} = 0.85 \frac{21.10 \times 3.35^2}{8} = 25.15 \text{ KNm.}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{ap} = 0.30 \frac{qu l^2}{8} = 0.30 \frac{21.10 \times 3.35^2}{8} = 8.87 \text{ KNm.}$$

- Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{qu l}{2} = \frac{21.10 \times 3.35}{2} = 35.34 \text{ KN.}$$

III.3.2.4) Ferrailage :

En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.20 \text{ MPa} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \mu_b = \frac{25.15 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.098 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S S A}$$

$$\mu_t = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.948$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25.15 \times 10^3}{0.948 \times 27 \times 348} = 2.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ap}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.87 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow S S A.$$

$$\mu = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.87 \times 10^3}{0.983 \times 27 \times 348} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Soit : 3 HA10 = 2.35 cm²

III.3.2.5) Vérification à l'ELU :

$$qu = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow qu = 21.10 \text{ KN/ml.}$$

- **Vérification de la condition de no fragilité (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.03 \text{ cm}^2 < A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{min} = 0.03 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 2.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :**

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 d \sum U_i} = \frac{35.34 \times 10}{0.9 \times 12 \times 11.30} = 2.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35.34 \times 10}{25 \times 27} = 0.52 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversal ne sont pas nécessaire.

Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

Dans le béton : (BAEL 91 mod 99 / Art A.5.1, 313)

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 35.34 \leq 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Au niveau des aciers : (BAEL 91 mod 99 / Art A.5.1, 321)

$$A_{ap} = 0.86 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(35.34 + \frac{-8.87}{0.9 \times 0.27} \right) \leq 0$$

\Rightarrow condition vérifiée.

Donc l'effort tranchant **Vu** n'a pas d'influence sur les armatures.

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 1.2 \right] = \min [0.85 ; 2.5 ; 1.2] \Rightarrow \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

$$A_t = 2\phi_8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = \min (24.3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1 \times 400}{25 \times 20} = 0.8 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Espacement des barres : d'après le RPA99/03, l'espacement doit vérifier :

Sur appuis :

$$e \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min \left(\frac{30}{4} ; 12 \right) = \min (7.5 ; 12) \Rightarrow \text{soit } e = St = 7 \text{ cm}$$

En travée :

$$e = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow \text{soit } e = St = 15 \text{ cm}$$

III.3.2.6) Vérification à l'ELS :

$$qs = G + Q \Rightarrow qs = 15.50 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul des moments :**

$$M_0 = \frac{qs l^2}{8} = \frac{15.50 \times 3.35^2}{8} = 21.47 \text{ KNml.}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_{ap} = 0.3 \times 21.47 = 6.44 \text{ KNm.}$$

$$M_t = 0.8 \times 21.47 = 17.18 \text{ KNm.}$$

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{qs l}{2} = \frac{15.50 \times 3.35}{2} = 25.96 \text{ KN.}$$

Vérification des contraintes dans le béton:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{ct28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Sur appuis :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{6.44 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 201.63} = 0.00044 \Rightarrow \beta_1 = 0.963 \Rightarrow k_1 = 120.1$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k_1} = \frac{201.63}{120.1} = 1.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{17.18 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 201,63} = 0.00115 \Rightarrow \beta_1 = 0,942 < \Rightarrow k_1 = 71.21$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k_1} = \frac{201,63}{71.21} = 2.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissurations :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

Sur appuis :

$$\sigma_{st} = \frac{6.44 \times 10^6}{0.893 \times 270 \times 1.51 \times 10^2} = 176.88 \text{ MPa.} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

En travées :

$$\sigma_{st} = \frac{17.18 \times 10^6}{0.948 \times 270 \times 3.39 \times 10^2} = 197.99 \text{ MPa.} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

\Rightarrow la section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissurations

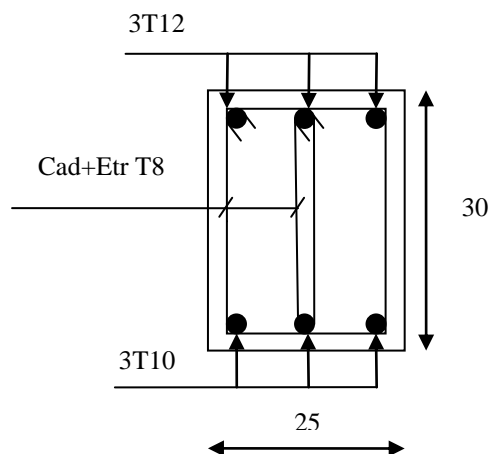


Figure (III.3.4) : Ferrailage de la poutre de chaînage.

III.4) Les planchers :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher, à savoir le plancher à corps creux (16+4), associé à des poutrelles préfabriquées avec une dalle de compression.

Les poutrelles seront disposées dans le sens longitudinal, parallèles à la petite portée.

III.4.1) Étude et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression, coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TLE520 ($\Phi \leq 6\text{mm}$), avec une limite d'élasticité $f_e = 520\text{ MPa}$. Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL 91**.

- 20cm (5par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures \perp aux poutrelles :

- $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m l}] \geq 200 / f_e$. Lorsque $L \leq 50\text{cm}$.
- $A_{\perp} [\text{cm}^2 / \text{m l}] \geq 4L / f_e$. Lorsque $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$.

L : est l'entre axes des poutrelles.

b) Armatures // aux poutrelles :

- $A_{//} [\text{cm}^2 / \text{m l}] \geq A_{\perp} / 2$

Dans notre cas : $L = 65\text{ cm}$ soit : $50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$.

- **Application numérique :**

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50\text{cm}^2/\text{ml}.$$

Selon le tableau des armatures, nous adoptons **TSde6 $\Phi 5$** avec un espacement $e_s = 15\text{cm}$.

Soit : $A_{\perp} = 6T5 = 1.18\text{cm}^2$; avec : $e_s = 15\text{ cm}$.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.18}{2} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Nous adopterons la même section que précédemment, soit : $A_{//} = 6T5 = 1.18 \text{ cm}^2$,

avec $e_s = 15 \text{ cm}$.

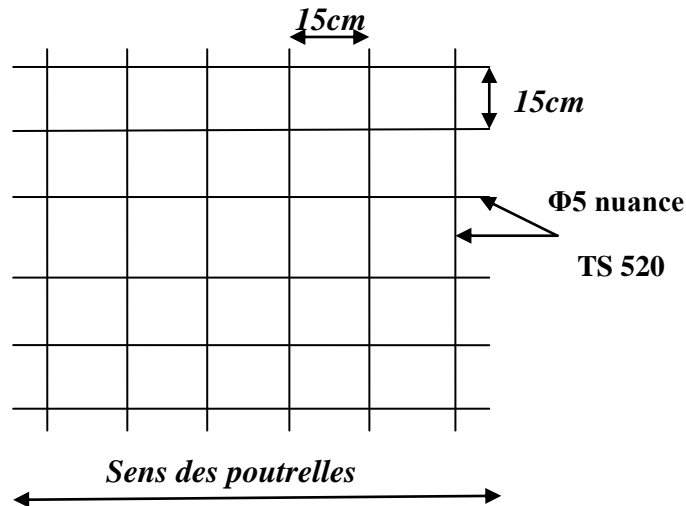


Figure (III.4.1) : Treillis soudés $\Phi 5$ (15×15).

III.4.2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

III.4.2.1) Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités (figure 3.2). Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

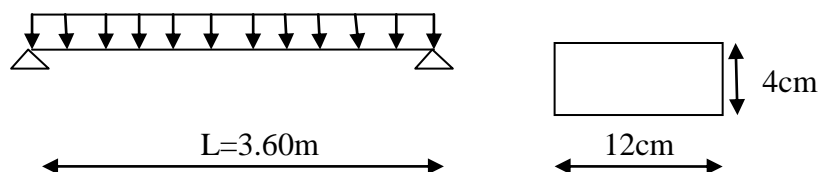


Figure (III.4.2) : schéma statique de la poutrelle.

III.4.2.2) Evaluation des charges :**a) charges permanentes :**

$$G = \begin{cases} \text{Poids propre de la poutrelle :} & 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / ml} . \\ \text{Poids du corps creux KN ml :} & 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN / ml} . \end{cases}$$

b) surcharge :

$$\text{Surcharge due au poids propre de l'ouvrier :} \quad Q = 1 / 3.60 = 0.28 \text{ KN / ml} .$$

III.4.2.3) Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5(1 \times 0.28) = 1.42 \text{ KN/ml}.$$

III.3.2.4) Calcul des efforts internes max :

1) Moment en travée : le moment en travée est donné par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.42 \times (3.65)^2}{8} = 2.36 \text{ KNm}.$$

$$M_0 = 2.36 \text{ KNm}.$$

2) L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \left(\frac{1.42 \times 3.65}{2} \right) = 2.59 \text{ KN}.$$

$$T_u = 2.59 \text{ KN}.$$

III.4.1.1.4) Calcul des armatures : les armatures sont données par la formule suivante :

$$\mu = \left(\frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \right)$$

$$\text{Où :} \begin{cases} \mu : \text{moment réduit.} \\ M_0 : \text{moment max en travée.} \\ b : \text{largeur de la section.} \\ d : \text{hauteur utile, avec } d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm (c=2cm : l'enrobage).} \\ f_{bc} : \text{contrainte du béton à la compression.} \end{cases}$$

Comparer μ à $\mu_1 = 0,392$.

$$\begin{cases} \text{Si } \mu > \mu_1 \text{ section doublement armée.} \\ \text{Si } \mu < \mu_1 \text{ section simplement armée.} \end{cases}$$

A.N :

$$\mu = \frac{(2.36 \times 10^6)}{(120 \times 20^2 \times 14,2)} = 3.46 > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

NB:

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190cm).

III.4.1.2) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation.

Dans notre cas le plancher le plus sollicité c'est le plancher à usage commercial. et pour ce lui la (plancher commerce) nous calculerons la file la plus défavorable (celle à sept travées).

III.4.1.2.1) Les dimensions de la section en T :

$b=65\text{cm}$, distance entre axes de deux poutrelle.

$h = (16+4)$, hauteur du plancher en corps creux.

$b_0 = 12\text{cm}$, largeur de la poutrelle.

$h_0 = 4\text{ cm}$, épaisseur de la dalle de compression.

$b_1 = \text{débord. } b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26.5\text{ cm.}$

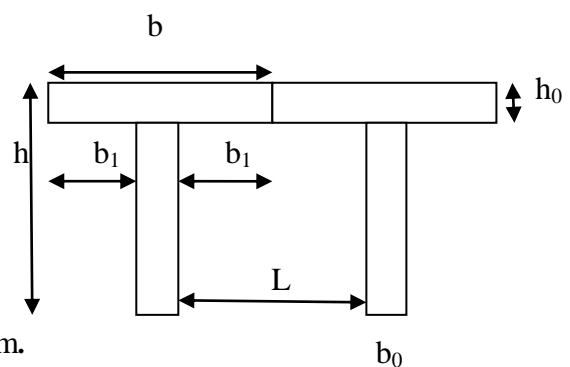


Figure (III.4.3):Section en T.

III.4.1.2.2) Calcul des efforts internes :**a) Calcul des moments :**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode des trois (3) moments.
- ✓ Méthode de Caquot.

1) Méthode forfaitaire :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

1.1) Les conditions d'application :

1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/M.

$$Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN})$$

On a: $2G = 2 \times 5.14 = 10.28 \text{ KN}$ $Q \leq \max (10.28 \text{ KN}, 5 \text{ KN})$ **(condition vérifiée).**

2) La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections. **(Condition vérifiée).**

3) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. **(Condition vérifiée).**

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

$$\text{Soit : } 0.8 \leq \frac{L_{i+1}}{L} \leq 1.25 .$$

$$\text{On a: } \frac{L_1}{L_2} = \frac{3.10}{3.30} = 0.94 ; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.30}{3.65} = 0.9 ; \frac{L_3}{L_4} = \frac{3.65}{3.30} = 1.1 ; \frac{L_4}{L_5} = \frac{3.30}{3.35} = 0.98 ;$$

$$\frac{L_5}{L_6} = \frac{3.35}{3.60} = 0.93 ; \frac{L_6}{L_7} = \frac{3.60}{3.10} = 1.1 . \quad \textbf{(Condition vérifiée).}$$

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

d) Exposé de la méthode :

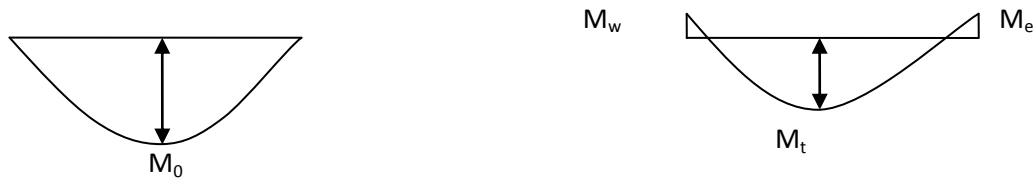


Figure (III.4.4): Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour $Q=0 \mapsto \alpha = 0$ et pour $Q=2G \mapsto \alpha = 2/3$

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec L : longueur de la travée entre nus d'appuis

q : charge uniformément répartie

- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de M_e , M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$\text{Et } \begin{cases} M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 & \text{dans le cas d'une travée de rive} \end{cases}$$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

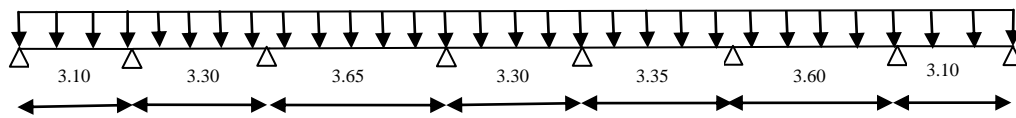


Figure (III.4.5): schéma statique de la poutrelle.

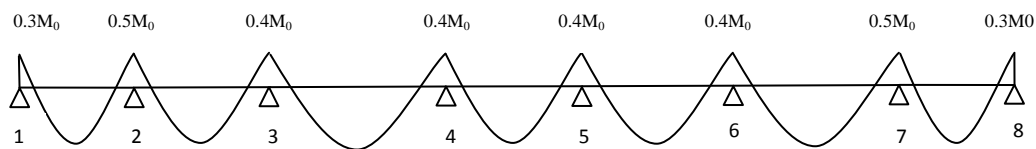


Figure (III.4.6): diagramme des moments d'une poutre continue.

Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = Q/(G+Q) = 5/(5.14+5) = 0.49.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1 + (0.3 \times 0.49) = 1.15 \\ (1 + 0.3\alpha) / 2 = 1.15 / 2 = 0.575 \\ (1.2 + 0.3\alpha) / 2 = 1.2 + 0.3 \times 0.49 / 2 = 0.675 \end{cases}$$

Calcul des combinaisons de charge :

$$L'ELU : q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.14) + (1.5 \times 5) = 14.44 \text{ KN / ml.}$$

$$L'ELS : q_s = G + Q = 5.14 + 5 = 10.14 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des moments fléchissant à l'ELU :**Calcul des moments isostatiques M_{0i} :**

$$M_{012} = M_{078} = 14.44 \times [(3.10)^2/8] = 17.35 \text{KNm.}$$

$$M_{023} = M_{045} = 14.44 \times [(3.30)^2/8] = 19.66 \text{KNm.}$$

$$M_{034} = 14.44 \times [(3.65)^2/8] = 24.05 \text{KNm.}$$

$$M_{056} = 14.44 \times [(3.35)^2/8] = 20.26 \text{KNm.}$$

$$M_{067} = 14.44 \times [(3.60)^2/8] = 23.39 \text{KNm.}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0.3M_{012} = 0.3 \times 17.35 = 5.20 \text{KNm.}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 0.5 \times 19.66 = 9.83 \text{KNm.}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 0.4 \times 24.05 = 9.62 \text{KNm.}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_{0134}, M_{045}) = 0.4 \times 24.05 = 9.62 \text{KNm.}$$

$$M_5 = 0.4 \max (M_{045}, M_{056}) = 0.4 \times 20.26 = 8.10 \text{KNm.}$$

$$M_6 = 0.4 \max (M_{056}, M_{067}) = 0.4 \times 23.39 = 9.36 \text{KNm.}$$

$$M_7 = 0.3 \max (M_{067}, M_{078}) = 0.5 \times 23.39 = 11.69 \text{KNm.}$$

$$M_8 = 0.3M_{078} = 0.3 \times 17.35 = 5.20 \text{KNm.}$$

Calcul des moments en Travées :

Travée 1-2 : travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq (-9.83 + 5.20)/2 + \max [(1.05 \times 17.35), (1.15 \times 17.35)] = 17.64 \text{KNm.} \\ M_t \geq 0.67 \times 17.35 = 11.62 \text{KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t12} = 17.64 \text{KNm.}$

Travée 2-3 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq (-9.62 + 9.83)/2 + \max [(1.05 \times 19.66), (1.15 \times 19.66)] = 22.71 \text{KNm.} \\ M_t \geq 0.57 \times 19.66 = 11.21 \text{KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t23} = 22.71 \text{KNm.}$

Travée3-4 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq (-9.62+9.62)/2 + \max [(1.05 \times 24.05), (1.15 \times 24.05)] = 27.67 \text{ KNm.} \\ M_t \geq 0.57 \times 24.05 = 13.71 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t34} = 27.67 \text{ KNm}$

Travée4-5 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq (-8.10+9.62)/2 + \max [(1.05 \times 19.66), (1.15 \times 19.66)] = 23.37 \text{ KNm.} \\ M_t \geq 0.57 \times 19.66 = 11.21 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t45} = 23.37 \text{ KNm}$

Travée5-6: travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq (-9.36+8.10)/2 + \max [(1.05 \times 20.26), (1.15 \times 20.26)] = 22.67 \text{ KNm.} \\ M_t \geq 0.57 \times 20.26 = 11.55 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t56} = 22.67 \text{ KNm}$

Travée6-7 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq (-11.69+9.36)/2 + \max [(1.05 \times 23.39), (1.15 \times 23.39)] = 25.73 \text{ KNm.} \\ M_t \geq 0.57 \times 23.39 = 13.33 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t67} = 25.73 \text{ KNm}$

Travée7-8 : travée de rive:

$$\begin{cases} M_t \geq (-5.20+11.69)/2 + \max [(1.05 \times 17.35), (1.15 \times 17.35)] = 23.19 \text{ KNm.} \\ M_t \geq 0.67 \times 17.35 = 11.62 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t78} = 23.19 \text{ KNm}$.

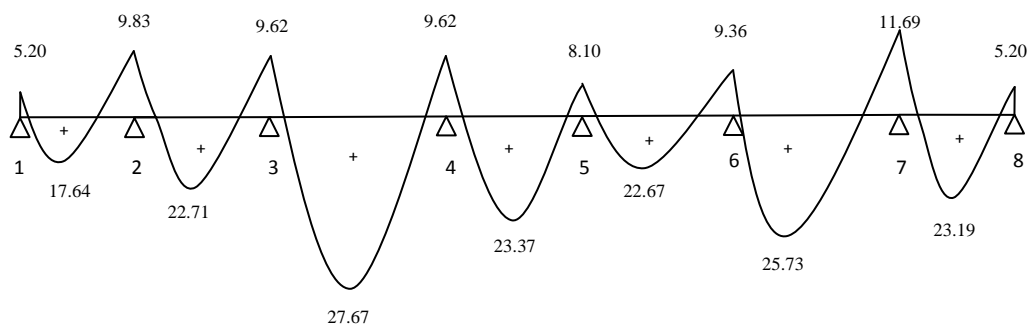


Figure (III.4.7): Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KNm.

Calcul des efforts tranchants :

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Avec : } \theta(x=0) = + \frac{q_u \cdot L_i}{2} \quad \underline{Et} \quad \theta(x=L_i) = - \frac{q_u \cdot L_{i+1}}{2}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui, $\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique.

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée.

L : longueur de la travée.

Application :

$$\begin{aligned} \text{Travée (1-2) : } & \left\{ \begin{aligned} T_1 &= \frac{14.44 \times 3.10}{2} + \frac{-9.83 + 5.20}{3.10} = 20.89 \text{ KN} . \\ T_2 &= -\frac{14.44 \times 3.10}{2} + \frac{-9.83 + 5.20}{3.10} = -23.87 \text{ KN} . \end{aligned} \right. \\ \text{Travée (2-3) : } & \left\{ \begin{aligned} T_2 &= \frac{14.44 \times 3.30}{2} + \frac{-9.62 + 8.83}{3.30} = 23.59 \text{ KN} . \\ T_3 &= -\frac{14.44 \times 3.30}{2} + \frac{-9.62 + 8.83}{3.30} = -24.06 \text{ KN} . \end{aligned} \right. \\ \text{Travée (3-4) : } & \left\{ \begin{aligned} T_3 &= \frac{14.44 \times 3.65}{2} + \frac{-9.62 + 9.62}{3.65} = 26.35 \text{ KN} . \\ T_4 &= -\frac{14.44 \times 3.65}{2} + \frac{-9.62 + 9.62}{3.65} = -26.35 \text{ KN} . \end{aligned} \right. \\ \text{Travée (4-5) : } & \left\{ \begin{aligned} T_4 &= \frac{14.44 \times 3.30}{2} + \frac{-8.10 + 9.62}{3.30} = 24.29 \text{ KN} . \\ T_5 &= -\frac{14.44 \times 3.30}{2} + \frac{-8.10 + 9.62}{3.30} = -23.36 \text{ KN} . \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Travée (5-6)} : \quad & \left\{ \begin{aligned} T_5 &= \frac{14.44 \times 3.35}{2} + \frac{-9.36 + 8.10}{3.35} = 23.81 \text{ KN} . \\ T_6 &= -\frac{14.44 \times 3.35}{2} + \frac{-9.36 + 8.10}{3.35} = -24.56 \text{ KN} . \end{aligned} \right. \\
 \text{Travée (6-7)} : \quad & \left\{ \begin{aligned} T_6 &= \frac{14.44 \times 3.60}{2} + \frac{-11.69 + 9.36}{3.60} = 25.34 \text{ KN} . \\ T_7 &= -\frac{14.44 \times 3.60}{2} + \frac{-11.69 + 9.36}{3.60} = -26.64 \text{ KN} . \end{aligned} \right. \\
 \text{Travée (7-8)} : \quad & \left\{ \begin{aligned} T_7 &= \frac{14.44 \times 3.10}{2} + \frac{-5.20 + 11.69}{3.10} = 24.47 \text{ KN} . \\ T_8 &= -\frac{14.44 \times 3.10}{2} + \frac{-5.20 + 11.69}{3.10} = -20.29 \text{ KN} . \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

Le diagramme des efforts tranchants sera représenté comme suite :

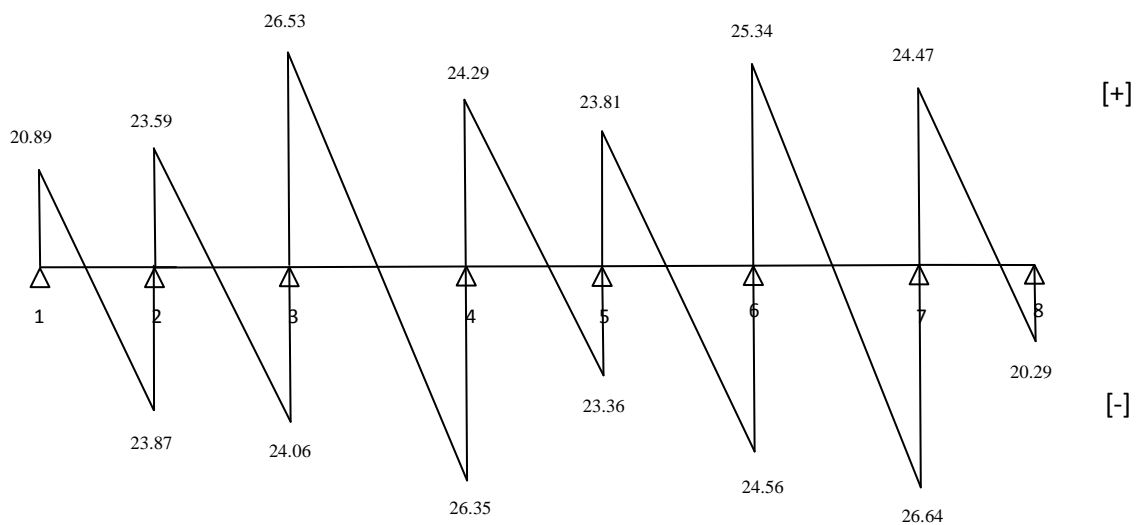


Figure (III.4.8): Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

Ferraillage de la Poutrelle à L'ELU :

Le ferraillage se fera en considérant les moments maximaux :

$$\text{En travée : } M_t^{\max} = 27.67 \text{ KN m.}$$

$$\text{Sur appui : } M_a^{\max} = 11.69 \text{ KN m.}$$

Calcul des armatures longitudinales :**En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression est:

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

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 59,07 \text{ KN m}$$

$M_t = 59,072 > M_t^{\max} = 27,67 \text{ KN m} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 x 20) cm.

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,67 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,092 \Rightarrow \beta = 0,952$$

$\mu_u = 0,092 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,72 \times 10^3}{0,952 \times 18 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1,96 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :

Puisque le béton est entièrement tendu au niveau des appuis, on fera nos calcul pour, une section rectangulaire ($b \times h$) = (12 x 20) cm soumise au moment max.

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,69 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,212 \Rightarrow \beta = 0,879.$$

$\mu_u = 0,212 < \mu_i = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,69 \times 10^3}{0,879 \times 18 \times 348} = 2,12 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sa} = 2,12 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit : } 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérifications à L'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié 99).**

En travées :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{cases} A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} < A_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{sa} = 2.26 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} < A_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme de périmètres utiles des barres

$$\tau_u = \frac{26.64 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times (2 \times 3.14) \times 10} = 2.62 \text{ MPa.}$$

La contrainte d'adhérence, τ_u pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 2.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99).**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 26.64 \text{ kN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 ; 5 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{26,64 \times 10^3}{120 \times 180} = 1,23 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 1,23 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\} \Rightarrow \phi \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1,0 ; \frac{12}{10} \right\} \Rightarrow \phi \leq \min \{ 0,57 ; 1,0 ; 1,2 \} \Rightarrow \phi \leq 0,57 \text{ cm}$$

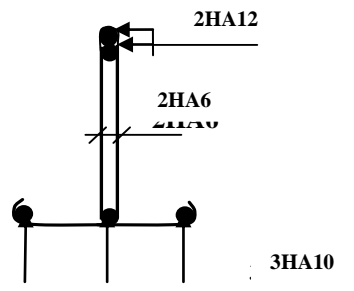
$$\text{Soit : } \phi = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 6$.

Espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99).

L'espacement des armatures transversales est au plus égale au plus bas des espacements suivant :

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



Figure(III.4.9) : Plan de ferrailage de la poutrelle.

Calcul à L'ELS :

$$q_s = 10,14 \text{ kN/ml}.$$

Calcul des moments fléchissant :

Calcul des moments isostatiques M_{0i} :

$$M_{012} = M_{078} = 10,14 \times [(3,10)^2 / 8] = 12,18 \text{ kNm}.$$

$$M_{023} = M_{045} = 10,14 \times [(3,30)^2 / 8] = 14,21 \text{ kNm}.$$

$$M_{034} = 10.44 \times [(3.65)^2/8] = 17.38 \text{KNm.}$$

$$M_{056} = 10.44 \times [(3.35)^2/8] = 14.64 \text{KNm.}$$

$$M_{067} = 10.44 \times [(3.60)^2/8] = 16.91 \text{KNm.}$$

Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0.3M_{012} = 0.3 \times 12.18 = 3.65 \text{KNm.}$$

$$M_2 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 0.5 \times 14.21 = 7.10 \text{KNm}$$

$$M_3 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 0.4 \times 17.38 = 6.95 \text{KNm}$$

$$M_4 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 0.4 \times 17.38 = 6.95 \text{KNm}$$

$$M_5 = 0.4 \max (M_{045}, M_{056}) = 0.4 \times 14.64 = 5.86 \text{KNm}$$

$$M_6 = 0.4 \max (M_{056}, M_{067}) = 0.4 \times 16.91 = 6.76 \text{KNm}$$

$$M_7 = 0.3 \max (M_{067}, M_{078}) = 0.5 \times 16.91 = 8.45 \text{KNm}$$

$$M_8 = 0.3M_{078} = 0.3 \times 12.18 = 3.65 \text{KNm}$$

Moments en Travées :

Travée 1-2 : travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq (-7.10 + 3.65)/2 + \max [(1.05 \times 12.18), (1.15 \times 12.18)] = 12.28 \text{KNm.} \\ M_t \geq 0.67 \times 12.18 = 8.16 \text{KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t12} = 12.28 \text{KNm.}$

Travée 2-3 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq (-6.95 + 7.10)/2 + \max [(1.05 \times 14.21), (1.15 \times 14.21)] = 16.41 \text{KNm.} \\ M_t \geq 0.57 \times 14.21 = 8.10 \text{KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t23} = 16.41 \text{KNm.}$

Travée 3-4 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq (-6.95 + 6.95)/2 + \max [(1.05 \times 17.38), (1.15 \times 17.38)] = 19.99 \text{KNm.} \\ M_t \geq 0.57 \times 17.38 = 9.91 \text{KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t34} = 19.99 \text{KNm}$

Travée 4-5 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq (-5.86+6.95)/2 + \max [(1.05 \times 14.21), (1.15 \times 14.21)] = 16.88 \text{ KNm.} \\ M_t \geq 0.57 \times 14.21 = 8.10 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t5} = 16.88 \text{ KNm}$

Travée 5-6: travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq (-6.76+5.86)/2 + \max [(1.05 \times 14.64), (1.15 \times 14.64)] = 16.39 \text{ KNm.} \\ M_t \geq 0.57 \times 14.64 = 8.34 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t6} = 16.39 \text{ KNm}$

Travée 6-7 : travée intermédiaire:

$$\begin{cases} M_t \geq (-8.45+6.76)/2 + \max [(1.05 \times 16.91), (1.15 \times 16.91)] = 18.60 \text{ KNm.} \\ M_t \geq 0.57 \times 16.91 = 9.64 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t7} = 18.60 \text{ KNm}$

Travée 7-8: travée de rive:

$$\begin{cases} M_t \geq (-3.65+8.45)/2 + \max [(1.05 \times 12.18), (1.15 \times 12.18)] = 16.41 \text{ KNm.} \\ M_t \geq 0.67 \times 12.18 = 8.16 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Soit: $M_{t8} = 16.41 \text{ KNm}$.

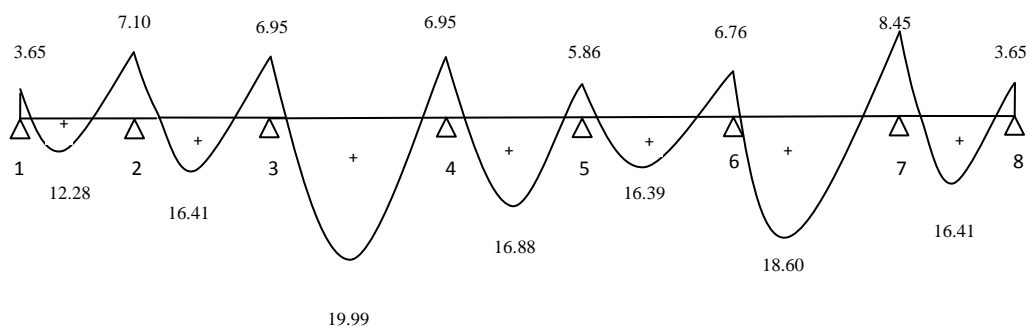


Figure (III.4.10): Diagramme des moments fléchissants à l'ELS en KNm.

Vérification à l'ELS :

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

- **Etat limite de résistance de béton en compression :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

En travée :

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_{st} = 3 \phi_{10} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{65 \times 18} = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.928 \\ K_1 = 54.17 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot K_1 \cdot A_{st}} = \frac{19.99 \times 10^6}{0.928 \times 180 \times 235 \times 54.17} = 9.40 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 9.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Aux appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_{sa} = 2 \text{ HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{sa}}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.034 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.859 \\ K_1 = 20.46 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot K_1 \cdot A_{sa}} = \frac{8.45 \times 10^6}{0.859 \times 180 \times 19.72 \times 235} = 11.79 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 11.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

- **Etat limite de déformation : (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :**

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_c}$

Avec :

h : hauteur de la section droite,

L : longueur de la travée entre nus d'appuis,

d: hauteur utile de la section droite,

b0 : longueur de la nervure,

M0 : moment fléchissant maximum de la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres,

Mt : moment fléchissant maximum en travée.

APPLICATION :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{365} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.06.$$

Condition non vérifiée.

D'où le calcul de la flèche est indispensable.

Vérification de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$F_v = \frac{M_t^{ser} \cdot L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0.73 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa} \end{cases}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

B₀ = section du béton.

A_{st} = section d'armature tendue.

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2.$$

Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX :

$$S /_{XX} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d.$$

$$S /_{XX} = \frac{12 \times (20)^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^3.$$

$$V_1 = \frac{S /_{XX}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}.$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}.$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_{st} (V_2 - C)^2.$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,9 - 2)^2.$$

$$I_0 = 20003,24 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie de la section homogénéisée)}.$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \Rightarrow \beta_1 = 0,8563.$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{19,99 \times 10^6}{0,8563 \times 180 \times 235} = 551,88 \text{ MPa}.$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 3,74.$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{2}{5} \times 0,447 = 1,5. \text{ Pour les déformations de longs durée.}$$

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

$$\mu = \max \left[0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 551,88 + 2,1} \right] = 0,86.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 0.86 \times 1.5} = 9608.54 \text{ cm}^4.$$

Donc

$$F_v = \frac{19.99 \times 10^2 \times 365^2}{10 \times 10818.87 \times 9608.54} = 0.26 \text{ cm}.$$

$$F_v = 0.26 \text{ cm} < 0.73 \text{ cm}.$$

Condition vérifiée

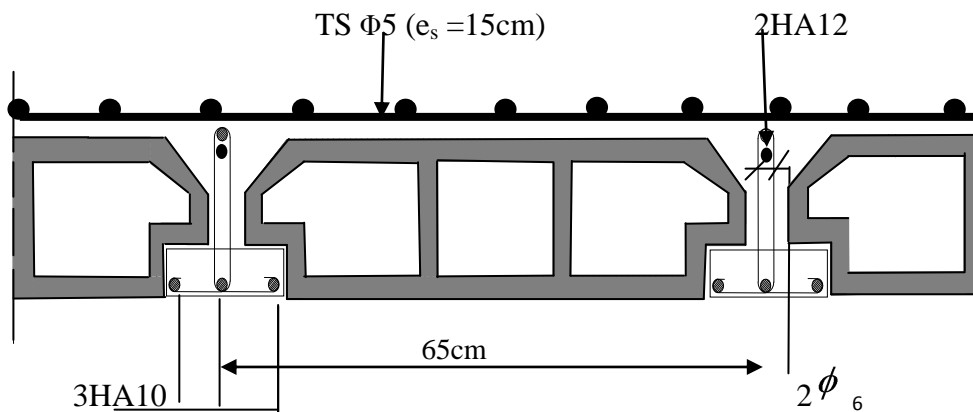


Figure (III.4.11) : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III.5) La dalle pleine de la salle machine :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur muni d'une dalle pleine de dimension (2.00x1.70) m² repose sur quatre appuis.

La charge totale transmise par le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.
La vitesse d'entraînement V= 1 m/s

III.5.1) Calcul de la dalle de la salle machine :

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se repartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément repartie. L'épaisseur de la dalle est de 15cm (chapitre II).

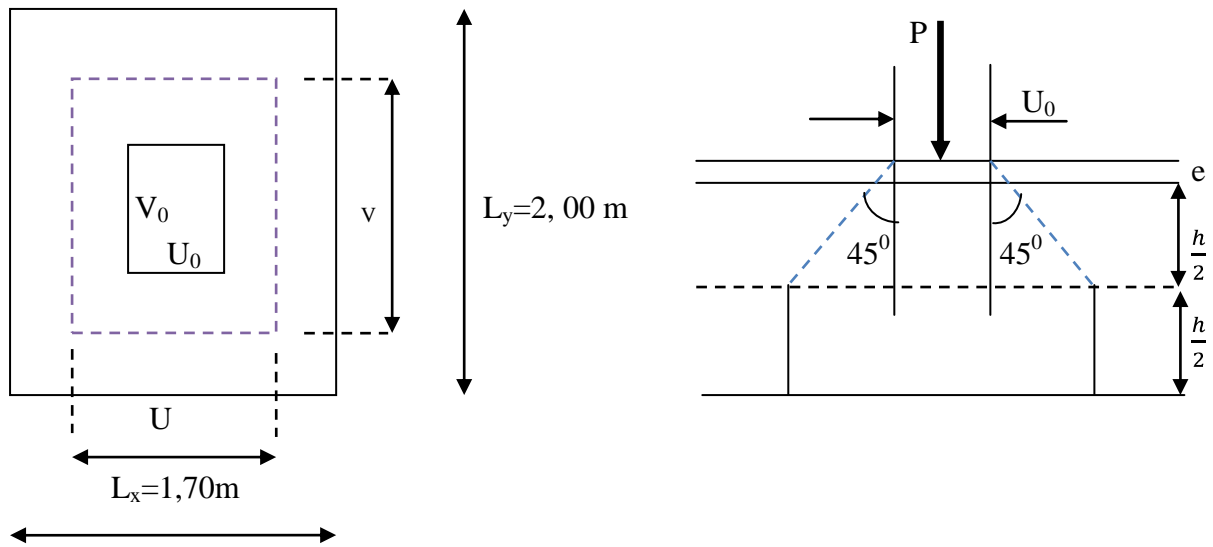
III.5.1.1) Dimensionnement :

Figure (III.5.1) : schéma statique de la salle machine.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (} e = 2\text{cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = 1.50\text{ m} ; V_0 = 1.60\text{ m} \end{cases}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

D'où :

$$\begin{cases} U = 150 + 8 + 15 = 173\text{cm} \\ V = 160 + 8 + 15 = 183\text{cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{2.00} = 0.85 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \Rightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.5.1.2) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + vM_2)$$

$$M_y = q_u (vM_1 + M_2)$$

v : coefficient de poisson ;

À l'ELU : $v = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,73}{1,70} = 1,01 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,83}{2,00} = 0,9$$

Du tableau on a : ($M_1 = 0,049$; $M_2 = 0,029$)

$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 90 \times 0,049 = 5,953 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 90 \times 0,029 = 3,523 \text{ KN.m}$$

III.5.1.3) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

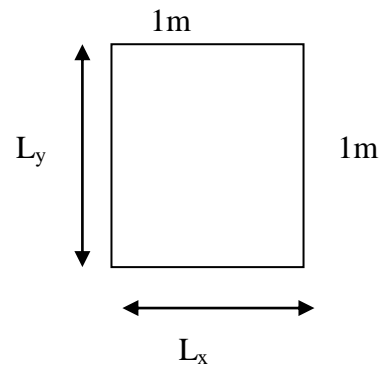
$$\text{On a : } \rho = 0,85 ; \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0,0509 \quad ; \quad \mu_y = 0,685$$

$$\text{Poids propre de la dalle } G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,5625 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0509 \times 6,5625 \times 1,70^2 = 0,965 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,685 \times 0,965 = 0,661 \text{ KN.m} \end{cases}$$



III.5.1.4) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,953 + 0,965 = 6,918 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,523 + 0,661 = 4,184 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Afin de tenir compte des encastresments de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de (-0,3) aux appuis.

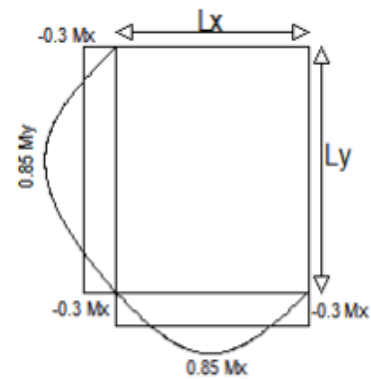
III.5.1.5) Correction des moments:

- **En travées :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 6,918 = 5,880 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.184 = 3.556 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Sur appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 M_x = 0.3 \times 6.918 = -2.075 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 M_y = 0.3 \times 4.184 = -1.255 \text{ KN.m} \end{cases}$$



les moments dans les deux sens lx et ly

III.5.1.6) Ferrailage de la dalle :**1) Dans le sens x-x :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{5,88 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,028 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{5,88 \times 10^3}{0,986 \times 12 \times 348} = 1,294 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s=2,01\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{2.075 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,010 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{2.075 \times 10^3}{0,995 \times 12 \times 348} = 0,452 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s=2,01\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

2) Dans le sens y-y :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{3.556 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,016 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{3.556 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s=2,01\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25\text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{1.255 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,20} = 0,006 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,997$$

$$A_{st} = \frac{1.255 \times 10^3}{0,997 \times 12 \times 348} = 0,30\text{cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s=2,01\text{cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25\text{ cm}$

III.5.1.7) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

Sens x-x :

$$A_x \geq b \times h \times \omega_0 \quad \frac{3-\rho}{2} = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} \left[\frac{3-0.85}{2} \right] = 1.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_x \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_y \geq b \times h \times \omega_0 = 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} = 1.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_y \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

-Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min(3h, 33)$

On a dans la même direction $S_t = 25\text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \\ S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \begin{array}{l} \text{condition vérifiée.} \\ \text{condition vérifiée.} \end{array}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1,73+1,83) = 7,12$$

$$q_u = 6,5625 \leq 0,045 \times 7,12 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 801 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

- Sens x-x : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1,83 + 1,73} = 16,69 \text{ KN}$
- Sens y-y : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1,83} = 16,39 \text{ KN}$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{16,69 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,139 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 3) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

III.5.1.8) Vérification à l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

$$\text{À L'ELS:} \quad v = 0,2$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,73}{1,70} = 1,01 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,83}{2,00} = 0,9$$

$$\text{Du tableau on a :} \quad (M_1 = 0,049 \quad ; \quad M_2 = 0,029)$$

$$M_{x1} = 90(0,049 + 0,2 \times 0,029) = 4,932 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0,2 \times 0,049 + 0,029) = 3,492 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \rho = 0,85 ; \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0,0579 ; \quad \mu_y = 0,778$$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0579 \times 4,75 \times 1,70^2 = 0,794 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,778 \times 0,794 = 0,617 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = 4,932 + 0,794 = 5,726 \text{ KN.m} \\ M_y = 3,492 + 0,617 = 4,109 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Ferrailage de la dalle :**1) Dans le sens x-x :**

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on aura donc :

- En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 5,726 = 4,867 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{4,867 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00084 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,910$$

$$A_s = \frac{4,867 \times 10^3}{0,910 \times 12 \times 400} = 1,11 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis:**

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 5,726 = -1,717 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1,717 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00029 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,930$$

$$A_s = \frac{1,717 \times 10^3}{0,930 \times 12 \times 400} = 0,384 \text{ cm}^2$$

2) Dans le sens y-y :

- En travée :

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4,109 = 3.492 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{3,492 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00061 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,917$$

$$A_s = \frac{3,492 \times 10^3}{0,917 \times 12 \times 400} = 0,79 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 4,109 = -1.232 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1.232 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 400} = 0,00021 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,934$$

$$A_s = \frac{1.232 \times 10^3}{0,934 \times 12 \times 400} = 0,274 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.5.1.9) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

1) Sens x-x :

- En travée :

$$M_s = 4,867 \text{ KN.m} ; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,1675 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,867 \times 10^6}{0,910 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 221,73 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{59,91} = 0,0166$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 221,73 \times 0,0166 = 3,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$M_s = -1.717 \text{ KN.m} ; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,1675 \Rightarrow k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,717 \times 10^6}{0,910 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 78,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 78,22 \times 0,0166 = 1,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Sens y-y :

- **En travée :**

$$M_s = 3.492 \text{ KN.m}; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,1675 \rightarrow k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.492 \times 10^6}{0,917 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 157,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 157,88 \times 0,0166 = 2,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = - 1.232 \text{ KN.m}; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,1675 \rightarrow k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.232 \times 10^6}{0,934 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 54,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 54,63 \times 0,0166 = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.5.1.10) Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA8 } \Rightarrow \text{ condition vérifiée}$$

III.4.1.11) Etat limite de fissuration :

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

III.5.1.12) Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

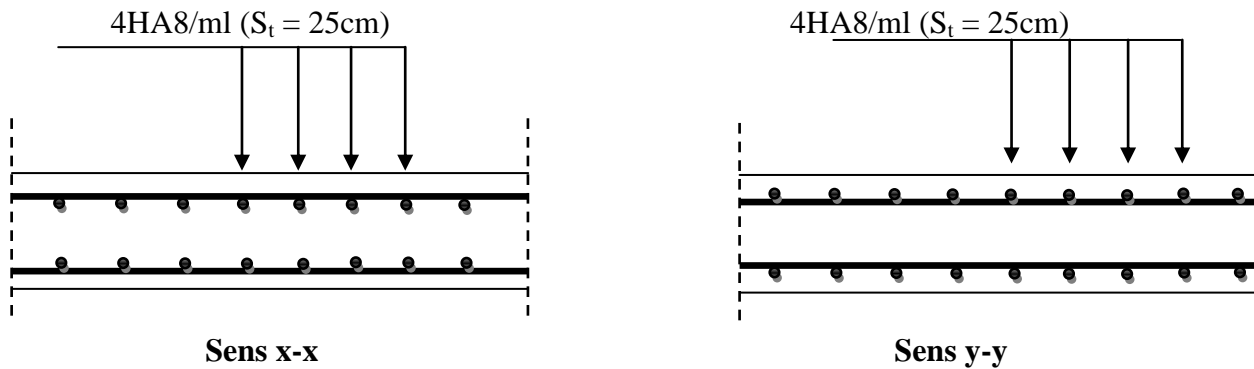


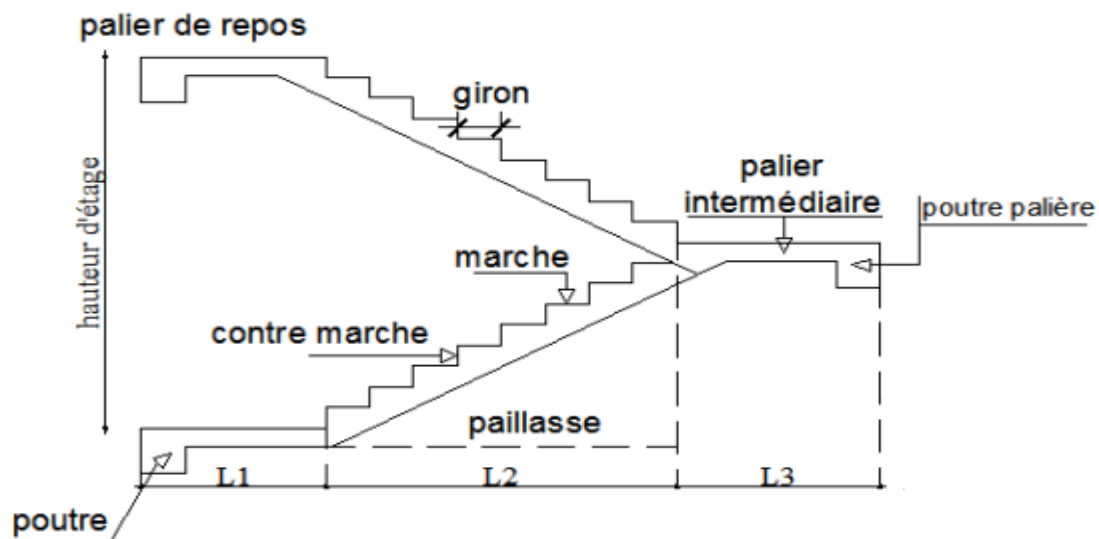
Figure (III.5.2) : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III.6) Calcul des escaliers :

1) Calcul de l'escalier sous sol et commerce :

III.6.1) terminologie et définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.



Figure(III.6.1) : Coupe verticale d'un escalier.

Avec :

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : Épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.
-

III.6.2) Pré dimensionnement :

a) La hauteur et le giron des marches et contremarches :

h : Hauteur de la contremarche : $15\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$.

g : Giron de la marche : $26\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$.

La condition assurant le confort de l'escalier et donnée par la formule de BLONDEL :

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

n : nombre de contre marche.

$m = n - 1$: nombre de marche pour une volée.

$4.08/2 = 2.04\text{ m}$. \longrightarrow Soit deux volées de 2.04 m de hauteur.

Nombre de contre marche :

Soit : $h = 17\text{ cm}$

$n = 204/17 = 12$ \longrightarrow Soit : $n = 12$ contre marche.

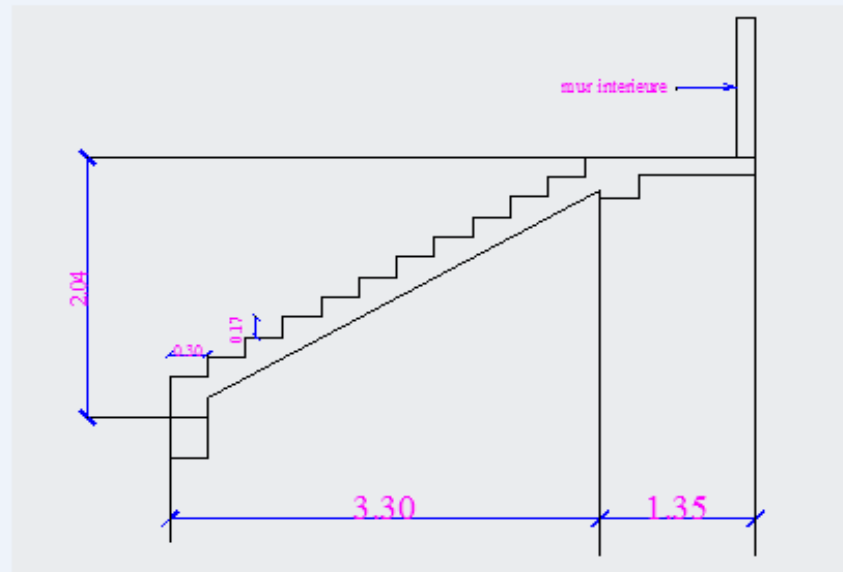
Compte tenu de la portée horizontale de la paillasse (3.30 m) et des formules ci-dessus

$$g = L/n = 330/12 = 27.5\text{ cm}. \text{ On opt } g = 30\text{ cm}.$$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{ cm}.$$

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

Condition vérifié.



Figure(III.6.2) : Schéma statique d'escalier.

b) Pré dimensionnement de la paillasse et le palier :

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

Epaisseur de la paillasse et du palier elle est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} \\ \tan \alpha = \frac{H}{L} \end{cases}$$

$$\tan \alpha = \frac{204}{330} = 0.62 \longrightarrow \alpha = 31.72^\circ$$

$$L_0 = \frac{3.30}{\cos 31.72} = 3.88 \text{ cm}.$$

$$12.93 \leq e_p \leq 19.4$$

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

III.6.3) Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 3.30 + 1.35 = 4.65m$.

Charges permanentes :**1) Paillasse :**

$$\text{Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0.15}{\cos 31.72} = 4.40 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids de la marche : } 25 \times \frac{0.17}{2} = 2.13 \text{ KN / ml}$$

Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :

$$(0.02 \times 22) + (0.02 \times 22) + (0.02 \times 18) = 1.24 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Poids du garde du corps : } 1.62 \times 0.90 = 1.46 \text{ KN / ml.}$$

$$G_{\text{paillasse}} = 9.23 \text{ KN/ml.}$$

2) Palier :

$$\text{Poids propre du palier : } 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Poids propre du revêtement : } 1.24 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{palier}} = 4.99 \text{ KN/ml.}$$

La surcharge d'exploitation est définie à partir des descriptions du DTR B.C.2.2, qui est la même pour la paillasse et le palier ; $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

III.6.4) combinaison de charge :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$1,35G + 1,5Q.$$

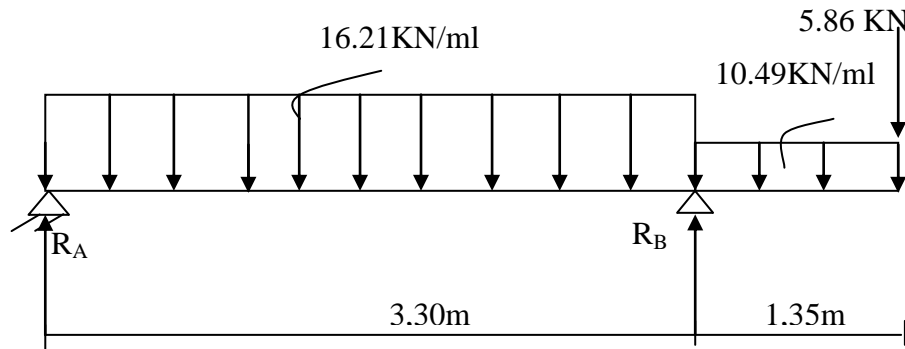
$$\text{Palier : } q_u = 1,35 \times 4.99 + 1,5 \times 2,5 = 10.49 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Paillasse : } q_u = 1,35 \times 9.23 + 1,5 \times 2,5 = 16.21 \text{ KN / ml.}$$

Charge concentrée due au poids propre du mur extérieur :

$$q_m = 2.36 \times \frac{4.08}{2} - 0.20 = 4.34 \text{ KN}$$

$$q_{mu} = 4.34 \times 1,35 = 5.86 \text{ KN.}$$



Figure(III.6.3) : Schéma statique de calcul (ELU) :

a) calcul des réactions :

$$R_A + R_B = 73.51 \text{ KN}.$$

$$R_A = 34.61 \text{ KN}.$$

$$R_B = 38.90 \text{ KN}.$$

b) Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.30$

$$T_y = -16.21x + 34.61 \quad \begin{cases} T_y = 34.61 \text{ KN} & \text{pr } x=0 \\ T_y = -18.88 \text{ KN} & \text{pr } x=3.30\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -16.21 \frac{x^2}{2} + 34.61x \quad \begin{cases} M_z = 0. & \text{pour } x=0 \\ M_z = 25.95 \text{ KN.m} & \text{pour } x=3.3\text{m} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon: $0 \leq x \leq 1.35$

$$T_y = 10.49x + 5.86 \quad \begin{cases} T_y = 5.86 \text{ KN} & \text{Pr } x=0 \\ T_y = 20.02 \text{ KN} & \text{Pr } x=1.35\text{m} \end{cases}$$

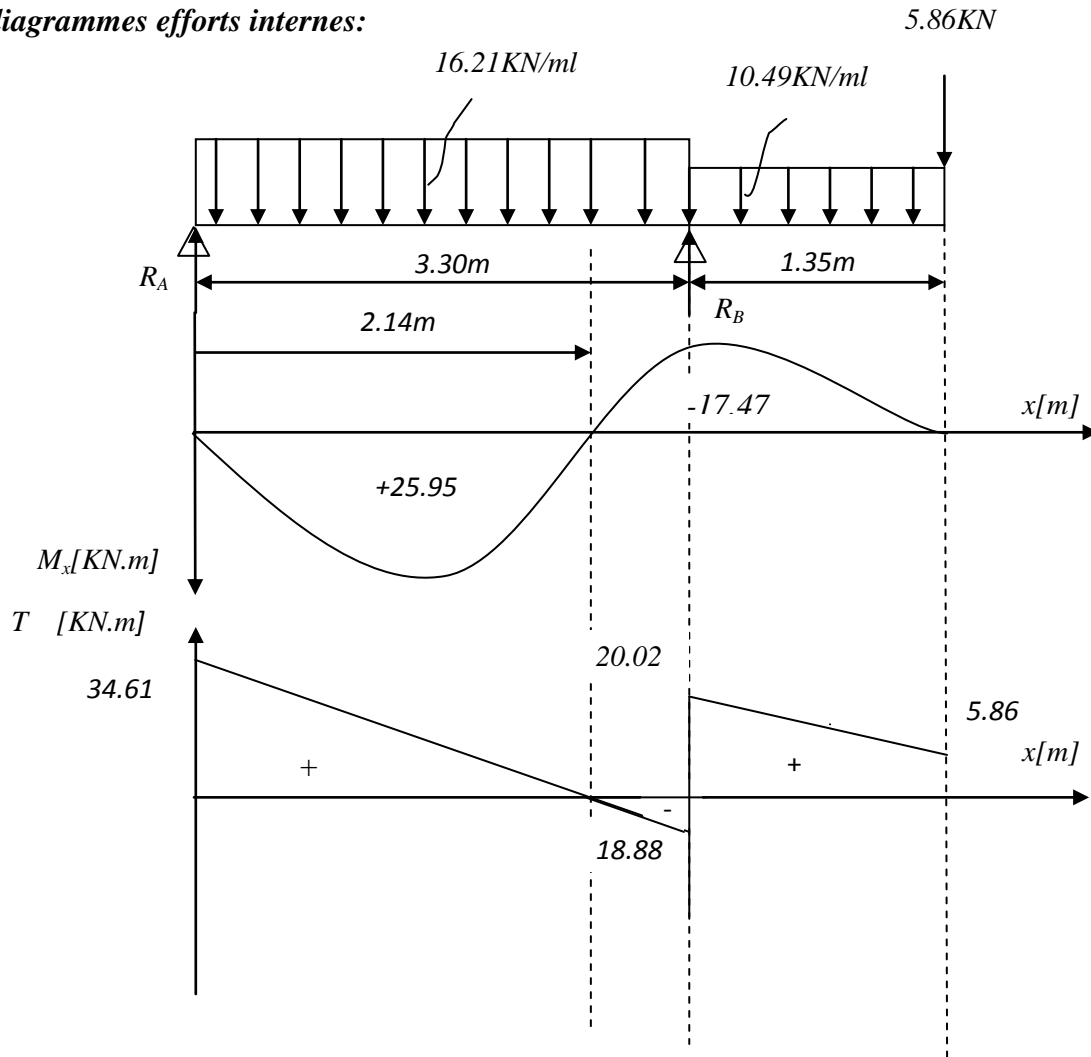
$$M_z = -10.49 \frac{x^2}{2} - 5.86x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{Pour } x=0 \\ M_z = -17.47 \text{ KN.m} & \text{Pour } x=1.35\text{m} \end{cases}$$

$$M_z(x)=0 \Rightarrow -16.21x + 34.61 = 0 \longrightarrow x = 2.14m.$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2.14m$.

$$M_z^{\max} = 36.95 \text{ KN.m}$$

c) diagrammes efforts internes:



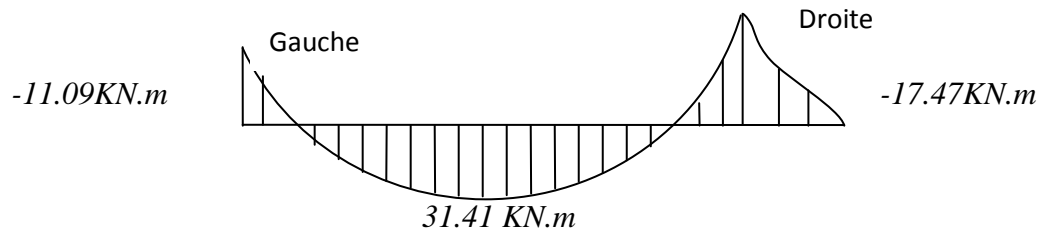
Figure(III.6.4) : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

Note :

Afin de tenir compte des semi encastremements aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_z^{\max} par des coefficients de correction, mais on va garder la même valeur pour l'appui droit.

$$M_z^{\text{ap}} = -0.30 \times 36.95 = -11.09 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\text{tr}} = 0.85 \times 36.95 = 31.41 \text{ KN.m}$$



C) Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur et 15 cm d'épaisseur.

1) Armatures longitudinales :

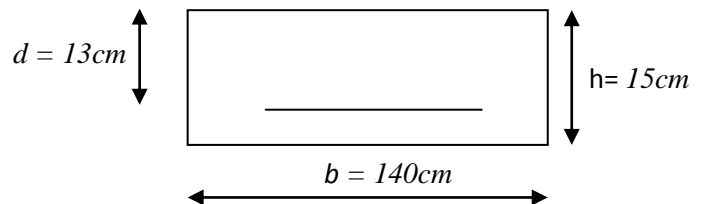
• En travée :

$b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$. $d = 13\text{cm}$; $c = 2\text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{31.41 \times 10^3}{140 \times 13^2 \times 14.2} = 0.094 < \mu_l = 0.392$$

⇒ S.S.A.

$$\mu_u = 0.094 \longrightarrow \beta = 0.951$$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31.41 \times 10^3}{0.951 \times 13 \times 348} = 7.30 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14cm² $A_t = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec un espacement de $S_t = b - 2c / n - 1$.

$$\longrightarrow S_t = 25\text{cm}.$$

$$140 - 2 \times 2 = 136 / 6 = 22.66 \text{ cm}$$

2) Armatures de répartition :(Ar)

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{10.77}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA 12cm² $A_r = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 40\text{cm}$.

• Aux appuis (appui gauche) :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.09 \times 10^3}{140 \times 13^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392$$

⇒ S.S.A.

$$\mu_u = 0.034 \longrightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{11.09 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 2.49 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA12 cm^2 $A_a = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

3) Armatures de répartition :(Ar)

$$A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5.49}{4} = 1.37 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 cm^2 $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 40 \text{ cm}$.

• Aux appuis (appui droit) :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17.47 \times 10^3}{140 \times 13^2 \times 14.2} = 0.052 < \mu_l = 0.392$$

\Rightarrow S.S.A.

$$\mu_u = 0.052 \longrightarrow \beta = 0.973$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \sigma_{st}} = \frac{17.47 \times 10^3}{0.973 \times 13 \times 348} = 3.97 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA12 cm^2 $A_a = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

4) Armatures de répartition :(Ar)

$$A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5.49}{4} = 1.37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 3HA12 cm^2 $A_t = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de $S_t = 40 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 140 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 2.20 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.20 \text{ cm}^2$

En travées : $A_t = 10.77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.20 \text{ cm}^2$

b) Espacement des barres :• **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{En travées : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 40\text{cm} \\ \text{En travées : } e = 40\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$T_{u \max} = 34.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{34610}{1400 \times 130} = 0.190 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.190 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{34610}{348 \times 100} = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.49 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9(d) \sum \mu_i}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 7 \times 3.14 \times 1 = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34610}{0.9 \times 130 \times 2198} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f) Ancrage des barres (A-6-1-23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40 \Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

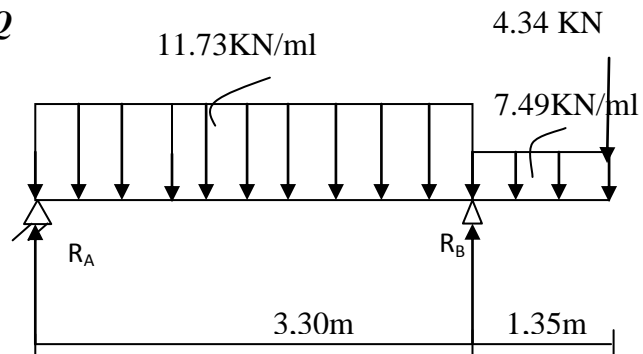
$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

• **Etat limite de service(ELS) : G+Q**

$$q_s \text{ paillasse} = 9.23 + 2.5 = 11.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = 4.99 + 2.5 = 7.49 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ charge concentré} = 4.34 \text{ KN}$$

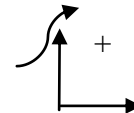


a) calcul des réactions :

$$R_A + R_B = 53.16 \text{ KN}$$

$$R_A = 15.51 \text{ KN}$$

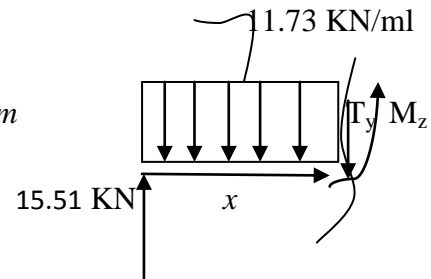
$$R_B = 37.65 \text{ KN}$$



b) Calcul des efforts internes:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 3.30$

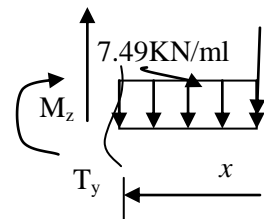
$$T_y = -11.73x + 15.51 \quad \begin{cases} T_y = 15.51 \text{ KN} & \text{pr } x=0 \\ T_y = -23.20 \text{ KN} & \text{pr } x=3.30\text{m} \end{cases}$$



$$M_z = -11.73 \frac{x^2}{2} + 15.51x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pr } x=0 \\ M_z = -12.68 \text{ KN.m} & \text{pr } x=3.3\text{m} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon: $0 \leq x \leq 1.35$

$$T_y = 7.49x + 4.34 \quad \begin{cases} T_y = 4.34 \text{ KN} & \text{Pr } x=0 \\ T_y = 14.45 \text{ KN} & \text{Pr } x=1.35\text{m} \end{cases}$$



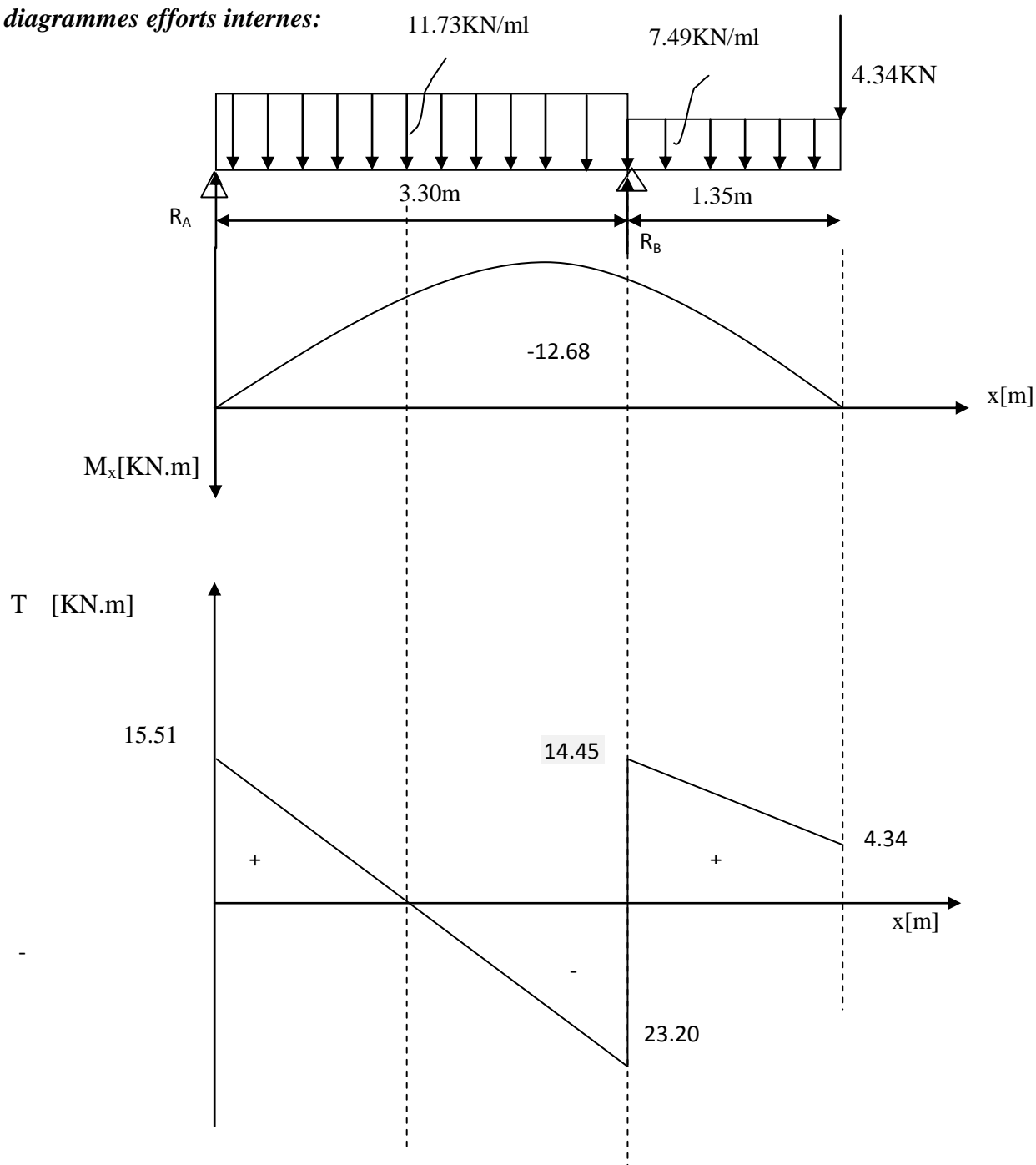
$$M_z = -7.49 \frac{x^2}{2} - 4.34x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{Pour } x=0 \\ M_z = -12.68 \text{ KN.m} & \text{Pr } x=1.35\text{m} \end{cases}$$

$$M_z(x)=0 \Rightarrow -11.73x + 15.51 = 0 \longrightarrow x = 1.32 \text{ m.}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.32 \text{ m}$.

$$M_z^{\max} = -12.25 \text{ KN.m}$$

c) diagrammes efforts internes:

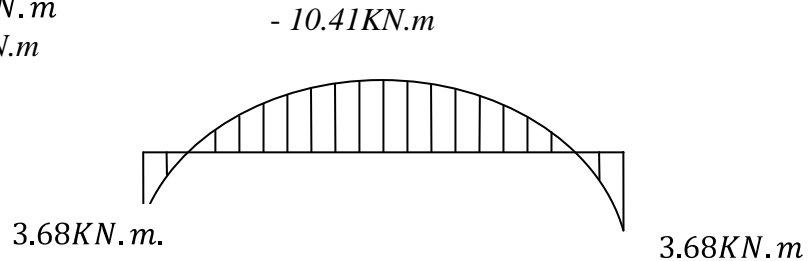


Figure(III.6.5) : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

Note : afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_z^{\max} par des coefficients de correction, on obtient ainsi:

$$M_z^{\text{ap}} = -0.30 \times -12.25 = 3.68 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\text{tr}} = 0.85 \times -12.25 = -10.41 \text{ KN.m}$$



c) Calcul des armatures:

Le calcul se fera en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur et 15 cm d'épaisseur.

1) Armatures longitudinales :

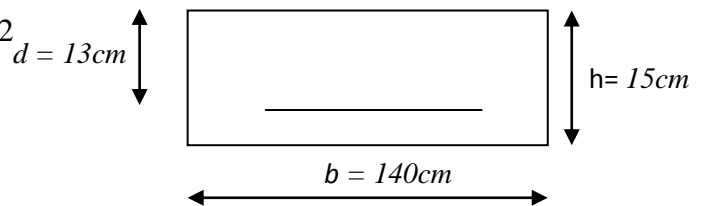
En travée :

$b = 140\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$. $d = 13\text{cm}$; $c = 2\text{ cm}$.

$$\mu_1 = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.41 \times 10^3}{140 \times 13^2 \times 14.2} = 0.03017 < \mu_l = 0.392$$

⇒ S.S.A.

$$\mu_1 = 0.03017 \rightarrow \beta_1 = 0.786$$



$$A_s = \frac{M_t}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{10.41 \times 10^3}{0.786 \times 13 \times 348} = 2.93 \text{ cm}^2$$

Soit : $6T 14\text{cm}^2$ $A_t = 9.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $S_t = 15\text{cm}$.

$$A_s < A_t = 10.77 \text{ cm}^2.$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisant

Aux appuis:

$$\mu_1 = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.68 \times 10^3}{140 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392$$

⇒ S.S.A.

$$\mu_u = 0.010 \rightarrow \beta_1 = 0.852$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.68 \times 10^3}{0.852 \times 13 \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Soit : $4T 10\text{cm}^2$ $A_t = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

$$A_s < A_a = 5.49 \text{ cm}^2.$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisant

c) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

En travées : $A_t = 10.77 \text{ cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 10.77}{140 \times 13} = 0.5913$$

$$\rho_1 = 0.593 \Rightarrow \beta_1 = 0.886, \quad \alpha_1 = 0.342 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.342}{15(1 - 0.342)} = 0.0347$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta_1 d} = \frac{10.41 \times 10^6}{923 \times 0.886 \times 130} = 97.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0347 \times 97.92 = 3.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_a = 5.49 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.49}{140 \times 13} = 0.307$$

$$\rho_1 = 0.307 \Rightarrow \beta_1 = 0.913 \text{ et } \alpha_1 = 0.261 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.261}{15(1 - 0.261)} = 0.0235$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta_1 d} = \frac{3.68 \times 10^6}{271 \times 0.913 \times 130} = 114.41 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.0235 \times 114.41 = 3.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

d) Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{4.65} = 0.032 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{4.65} = 0.032 > \frac{3.68}{10 \times 12.25} = 0.030 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

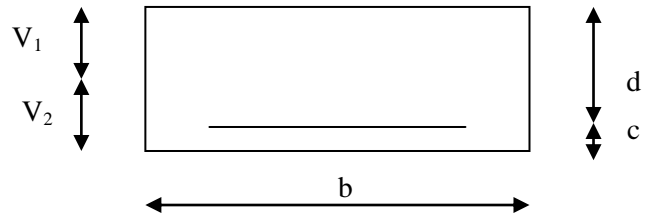
$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.23}{100 \times 13} = 0.0071 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{4650}{500} = 9.3 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.



$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15.A_t} = \frac{\frac{140 \times 15^2}{2} + 15 \times 10.77 \times 13}{140 \times 15 + 15 \times 10.77} = 7.89 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.89 = 7.11 \text{ cm.}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{140}{3} \left(7.89^3 + 7.11^3 \right) + 15 \times 10.77 (7.11 - 2)^2$$

$$I_0 = 9482.61 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{10.77}{140 \times 13} = 0.0059$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times 130) / 140 \times 0.0059} = 2.54$$

$$\mu = \max \left\{ 0.1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0.1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0059 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.329$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 9482.61}{1 + 2.54 \times 0.329} = 5682.35 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{10.77 \times 10^5 \times 465.0^2}{10 \times 10818.86 \times 5682.35 \times 10^2} = 3.78 \text{ mm.}$$

Donc : $f = 3.78 \text{ mm} < \overline{f} = 9.3 \text{ mm}$ condition vérifiée.

Remarque :

On opte le même ferrailage pour les différents niveaux.

III.7) Calcul de la poutre palière :**III.7.1) Pré dimensionnement :**

a) **Hauteur** : La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

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

h_t : Hauteur de la poutre.

On a $L_{\max} : 335-30=305\text{cm.} \implies \frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10}$ donc : $20.33\text{ cm} \leq h_t \leq 30.5\text{ cm}$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 35\text{ cm}$.

b) **Largeur** : La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \text{D'où : } 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 30\text{cm}$.

Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :

$$\text{Le RPA exige que : } \begin{cases} h_t \geq 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} h_t \geq 35 \text{ cm} \\ b \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{35}{30} = 1.67 \leq 4 \end{cases} \quad \dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

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

III.7.2) Déterminations des charges :

Poids propre de la poutre: $G = 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \text{ KN / ml}$.

Effort tranchant à l'appui : $ELU : T_u = 38.90 \text{ KN}$.

III.7.3) Combinaisons des charges :

$$ELU : q_u = 1.35 \times G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times 1.5 + \frac{2 \times 38.90}{3.05}$$

$$q_u = 27.53 \text{ KN / ml}.$$

$$ELS : q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1.5 + \frac{2 \times 37.65}{3.05}$$

$$q_s = 39.69 \text{ KN / ml}.$$

III.7.4) Calcul des efforts à l'ELU :

a) Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27.53 \times 3.05^2}{8} = 32.01 \text{ KN .m}$$

b) Effort tranchant :

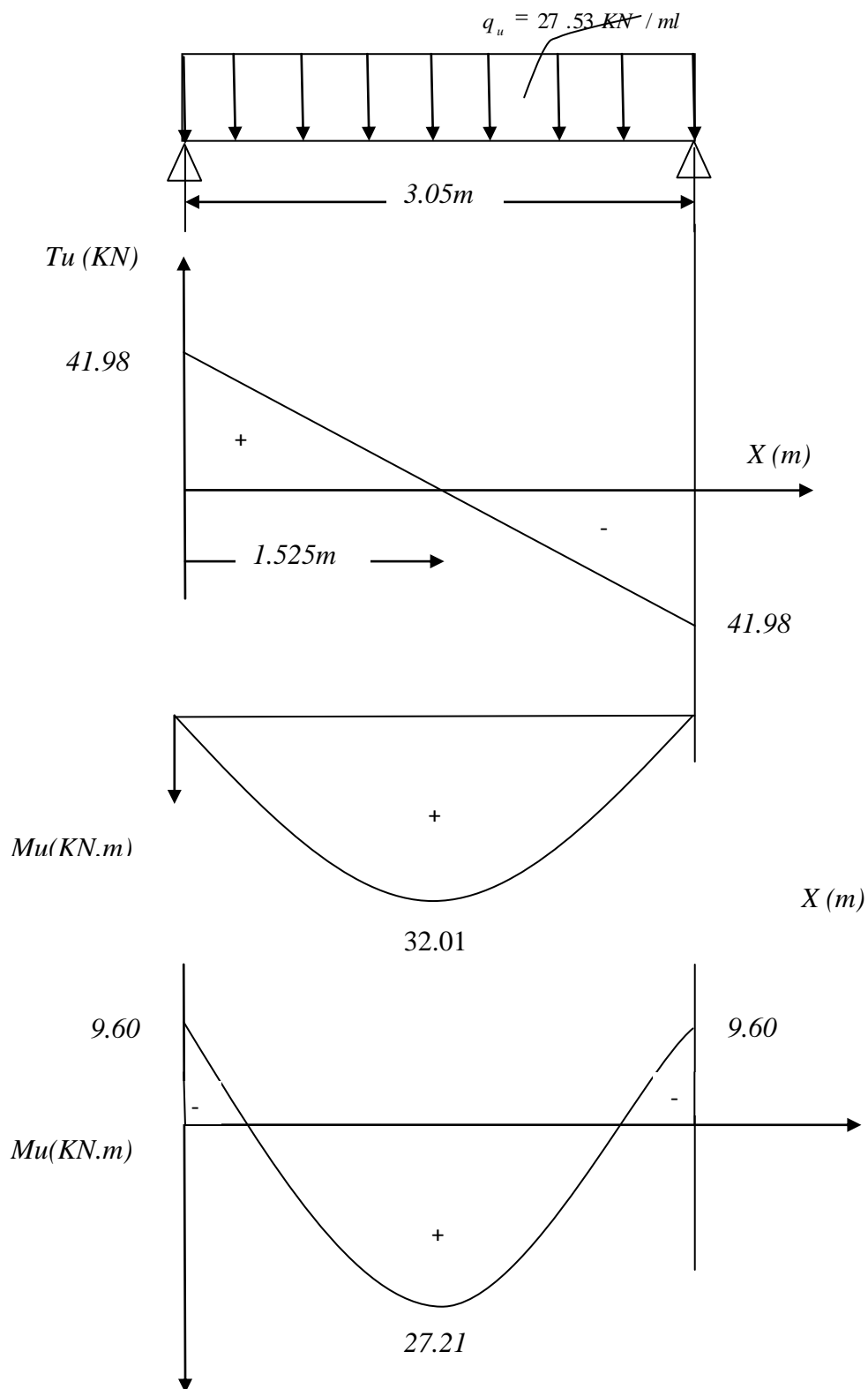
$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27.53 \times 3.05}{2} = 41.98 \text{ KN}.$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.30 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 32.01 = -9.60 \text{ KN .m}$$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 32.01 = 27.21 \text{ KN.m}$

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant:



Figure(III.7.2) : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul des armatures :*En travée :*

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.21 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.058$$

$$\mu_b = 0.058 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.058 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.21 \times 10^3}{0.970 \times 33 \times 348} = 2.44 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.*Aux appuis :*

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.60 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu_b = 0.020 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.60 \times 10^3}{0.990 \times 33 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2$$

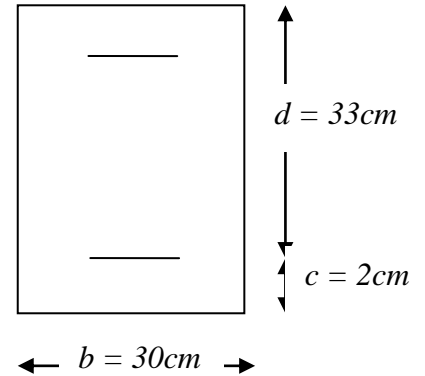
On opte pour : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.**Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} \geq \min \left\{ 12; 10; 30 \right\} \geq 10 \text{ mm}$$

On opte pour : $\phi = 8 \text{ mm}$ soit (1 cadre + 1 étrier) $\phi = 10 \text{ mm}$ **III.7.4) Vérifications à l'ELU :****a) Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23 bd = \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$



$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2) :

$$T_u = 41.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{41.98 \times 10}{30 \times 33} = 0.42 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.25 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} . \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} .$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i = n \pi \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{41.98 \times 10}{0.9 \times 33 \times 3 \times 3.14 \times 1.2} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} . \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Espacement des armatures transversales

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

Aux appuis :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 0.1 \right) = 8.75 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 10 \text{ cm} .$$

En travée :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 15 \text{ cm} .$$

Remarque : les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III.7.5) Vérifications à l'ELS :

$$q_s = 39.69 \text{ KN / ml .}$$

a) Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{39.69 \times 3.05^2}{8} = 46.15 \text{ KN .m}$$

b) Effort tranchant :

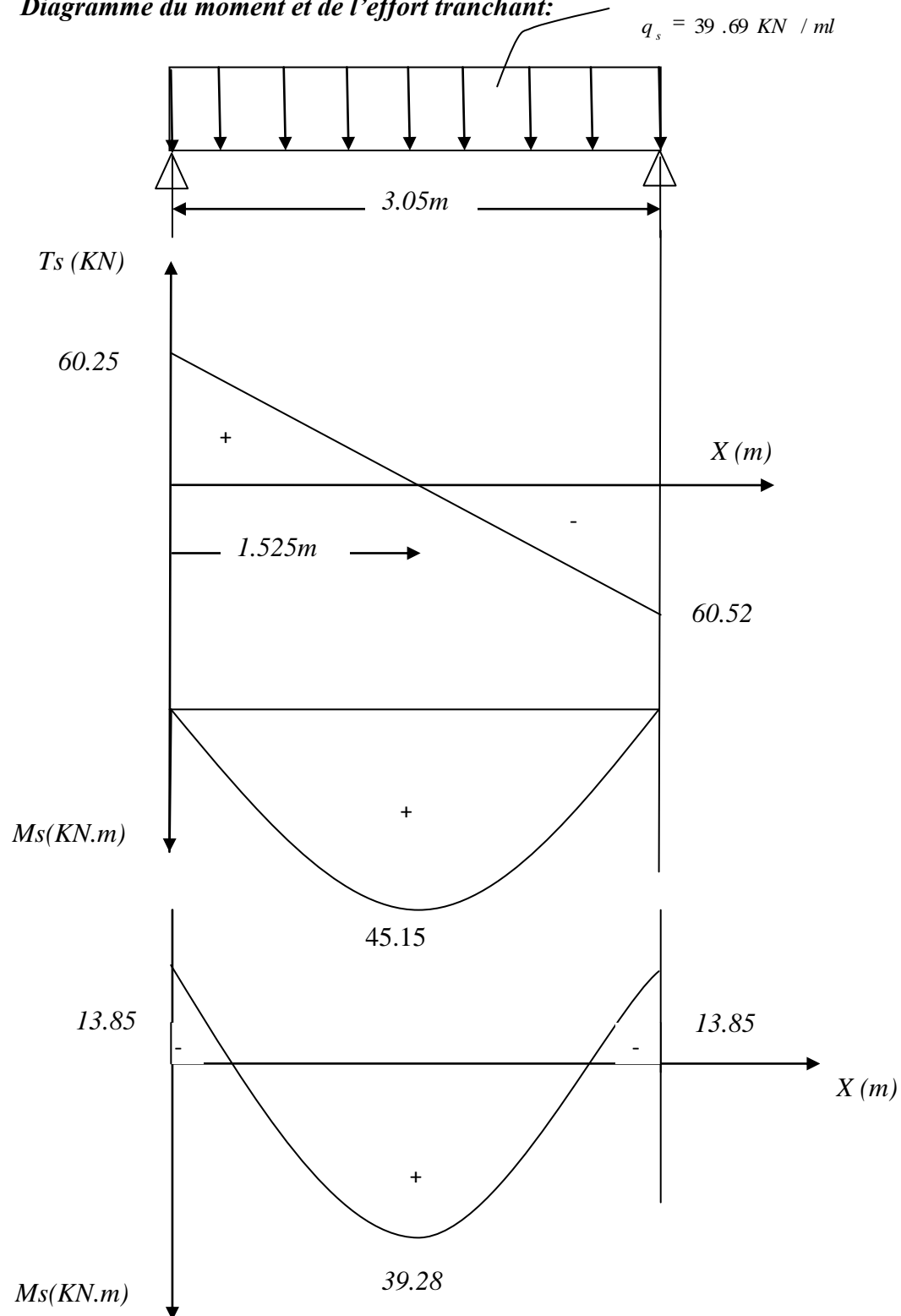
$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{39.69 \times 3.05}{2} = 60.52 \text{ KN .}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.30 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 46.15 = -13.85 \text{ KN .m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 46.15 = 39.28 \text{ KN .m}$$

c) Diagramme du moment et de l'effort tranchant:



Figure(III.7.2) : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

1) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{30 \times 33} = 0.238 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.922 \\ \alpha_1 = 0.234 \end{array} \right. \quad \longrightarrow K = 0.020$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 A_s d} = \frac{13.85 \times 10^3}{0.992 \times 2.36 \times 33} = 179.27 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.020 \times 179.27 = 3.58 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 3.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.909 \\ \alpha_1 = 0.273 \end{array} \right. \quad \longrightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 A_s d} = \frac{39.28 \times 10^3}{0.909 \times 3.39 \times 33} = 386.27 \text{ MPa}.$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.025 \times 386.27 = 9.66 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 9.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

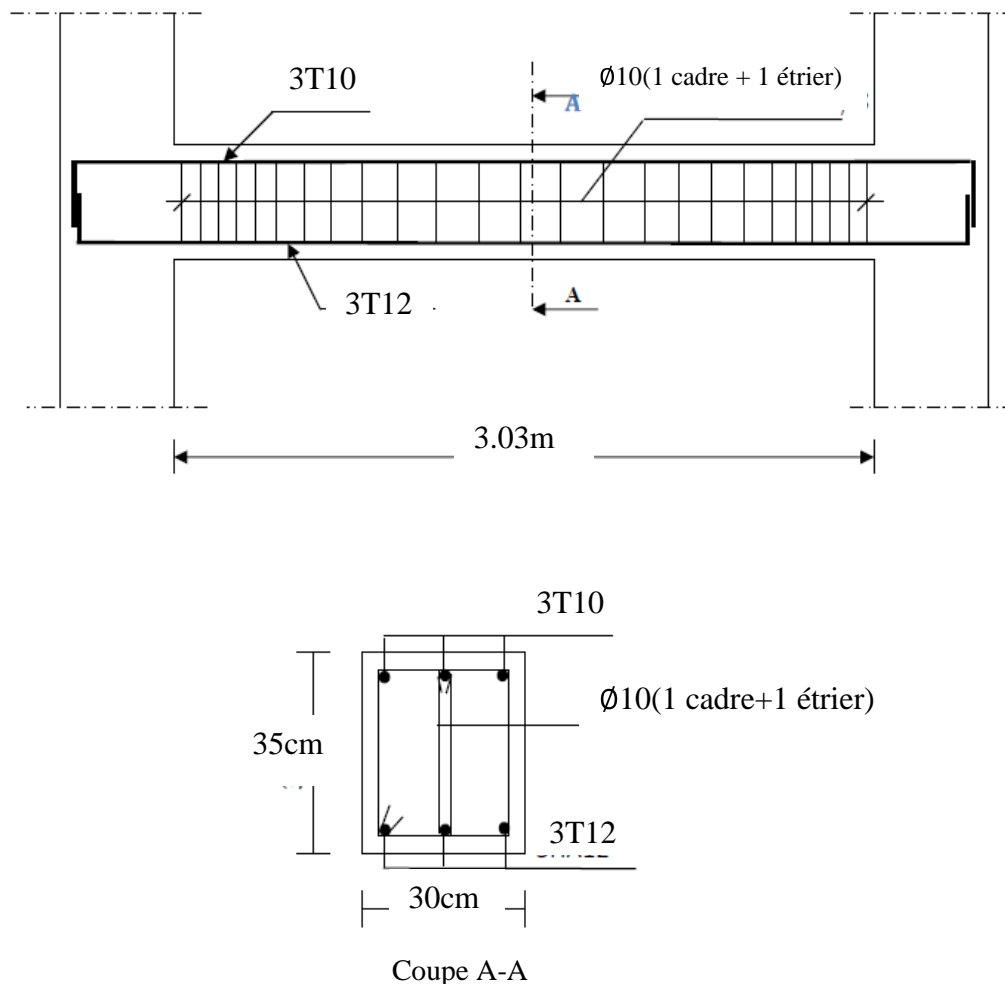
Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

2) Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{35}{305} = 0.114 > \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{L} &= \frac{35}{305} = 0.114 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{16.52}{10 \times 19.43} = 0.085 \\ \frac{A_t}{bd} &= \frac{3.39}{30 \times 33} = 3.42 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0150 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7.6) Plan de ferrailage de la poutre palière :



Figure(III.7.2) : Plan de ferrailage de la poutre palière.

IV.1) Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- a) Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- b) Un système porteurs « poteaux- poutres » formant un portique.
- c) Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- d) dans certain cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends .pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

IV.2) Etude des refends :

Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins :

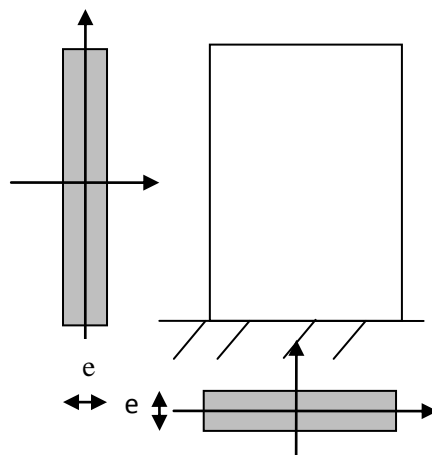
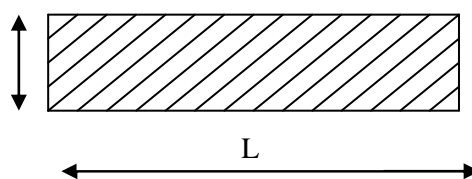


Figure (IV.2.1) : Vue en plan et en coupe des refends.

a) Calcul des inerties :**a-1) Refends longitudinaux :**

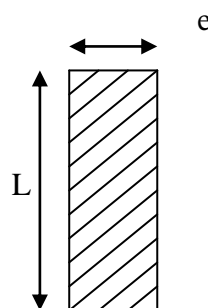
$$\begin{cases} I_x = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_y = \frac{e \times L^3}{12} \end{cases}$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), donc on prend I_y .

b-1) Refends transversaux :

$$\begin{cases} I_y = \frac{L \times e^3}{12} \\ I_x = \frac{e \times L^3}{12} \end{cases}$$



On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), donc on prend I_x .

- Inertie des voiles longitudinal :**

Voile	L(m)	e(m)	I_y (m)	N ^{bre} de voiles	Total I_y (m ⁴)
VL1	0.80	0.20	0.008	36	0.288
VL2	1.00	0.20	0.016	20	0.32
VL3	1.60	0.20	0.068	20	1.36
VL4	0.80	0.20	0.008	36	0.14
VL5	1.80	0.20	0.097	10	0.98
VL _{S.Sol}	20.25	0.20	138.40	2	276.79
					$I_y = 279.87 \text{ m}^4$

- Inertie des voiles transversaux:**

Voile	L(m)	e(m)	I_x (m)	N ^{bre} de voiles	Total I_x (m ⁴)
VL6	2.60	0.20	0.29	20	5.8
VL7	1.30	0.20	0.004	20	0.08
VL8	1.70	0.20	0.082	20	1.64
VL9	1.25	0.20	0.032	10	0.32

VL _{S.Sol}	10.90	0.20	21.58	2	43.17
					$I_x = 51.01 \text{ m}^4$

IV.3) Caractéristiques géométriques des portiques :

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

$$\text{Poteau : } K_p = \frac{I_p}{h_c}$$

$$\text{Poutre : } K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$$

Avec :

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

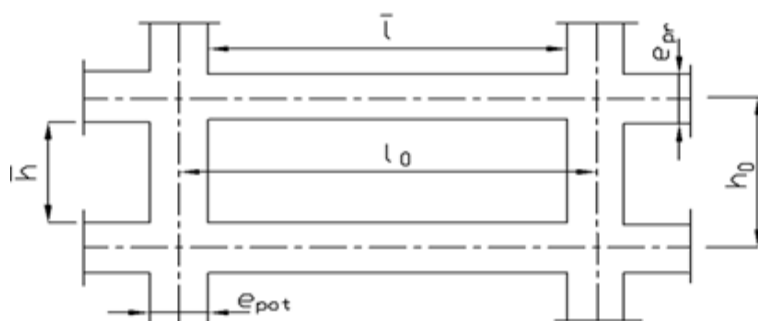
I_p : Moment d'inertie du poteau

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \leq h_e$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \leq L_o$$



Figure(IV.2.2): Coupe verticale d'un niveau.

Sens longitudinal:

Les poteaux :

Niveaux	Poteau	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	$I_{\text{pot}}(\text{cm}^4)$	$K_{\text{pot}} (\text{cm}^3)$
Du 4 ^{em} au 8 ^{eme}	35×45	271	35	288.50	160781.25	557.30
Du 1 ^{er} au 3 ^{eme}	40×50	271	40	291.00	266666.67	916.38
S.Sol+RDC	45×55	373	45	395.50	417656.25	1056.02

Les poutres :

Niveaux	Travées	L(cm)	ep(cm)	$\bar{L}(\text{cm})$	$h_{\text{ptr}}(\text{cm})$	$L_c(\text{cm})$	$I_{\text{ptr}}(\text{cm}^4)$	$K_{\text{ptr}}(\text{cm}^3)$
Du 4 ^{eme} Au 8 ^{eme}	1-2	310	35	275	35	290	78750	271.55
	2-3	330	35	295	35	310	78750	254.03
	3-4	365	35	330	35	345	78750	228.26
	4-5	330	35	295	35	310	78750	254.03
	5-6	335	35	300	35	315	78750	250.00
	6-7	360	35	325	35	340	78750	231.62
	7-8	310	35	275	35	290	78750	271.55
Du 1 ^{er} au 3 ^{eme}	1-2	310	40	270	35	285	78750	276.31
	2-3	330	40	290	35	305	78750	258.20
	3-4	365	40	325	35	340	78750	231.62
	4-5	330	40	290	35	305	78750	258.20
	5-6	335	40	295	35	310	78750	254.03
	6-7	360	40	320	35	335	78750	235.07
	7-8	310	40	270	35	285	78750	276.31
S.Sol+ RDC	1-2	310	45	265	35	280	78750	281.25
	2-3	330	45	285	35	300	78750	262.50
	3-4	365	45	320	35	335	78750	235.07
	4-5	330	45	285	35	300	78750	262.50
	5-6	335	45	290	35	305	78750	258.20
	6-7	360	45	315	35	330	78750	238.64
	7-8	310	45	265	35	280	78750	281.25

Sens transversal:

Poteaux:

Niveaux	Poteau	\bar{h} (cm)	e_{pot} (cm)	h_c (cm)	$I_{\text{pot}}(\text{cm}^4)$	$K_{\text{pot}}(\text{cm}^3)$
Du 4 ^{eme} au 8 ^{eme}	35×45	271	45	293.50	265781.25	905.56
Du 1 ^{er} au 3 ^{eme}	40×50	271	50	296.00	416666.67	1407.66
S.Sol+RDC	45×55	373	55	400.50	417656.25	1042.84

Poutres :

Niveaux	Travée	L(cm)	$e_p(\text{cm})$	$\bar{L}(\text{cm})$	$h_{\text{ptr}}(\text{cm})$	$L_c(\text{cm})$	$I_{\text{ptr}}(\text{cm}^4)$	$K_{\text{ptr}}(\text{cm}^3)$
Du 4 ^{eme} Au 8 ^{eme}	A-B	450	45	405	35	422.50	265781.25	629.06
	B-C	330	45	285	35	302.50	265781.25	878.61
	C-D	475	45	340	35	322.50	265781.25	824.12

Du 1 ^{er} Au 3 ^{eme}	A-B	450	50	400	35	382.50	265781.25	694.85
	B-C	330	50	280	35	297.5	265781.25	893.38
	C-D	475	50	425	35	422.50	265781.25	629.06
S.Sol + RDC	A-B	450	55	395	35	412.50	265781.25	644.31
	B-C	330	55	275	35	292.50	265781.25	908.65
	C-D	475	55	420	35	437.50	265781.25	607.50

IV.4) Interaction voiles-portiques:

A partir l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. On doit comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonnes, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1 m⁴, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Sigma \Delta_i}$$

Avec : I_{ei} : Inertie fictive du portique au niveau n.

f_i : Flèche du refend au même niveau n.

$\Sigma \Delta_i$: Déplacement du portique au niveau n

Calcul des flèches dans les refends « méthode des moments des aires » :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I=1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

La flèche que prendrait un refend au niveau « i » suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

$$f_i = \frac{\Sigma S_i d_i}{EI}$$

Avec :

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$$

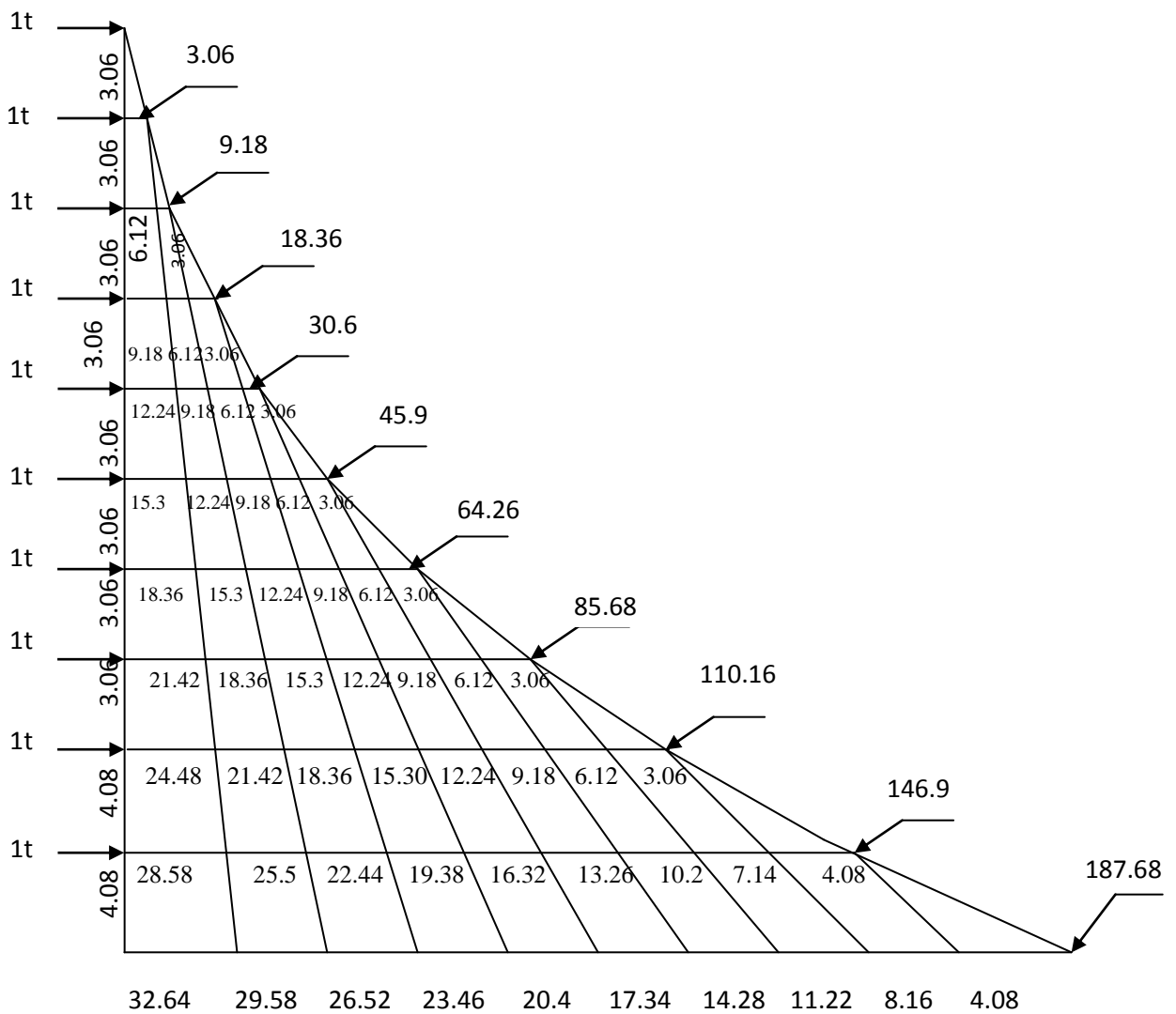
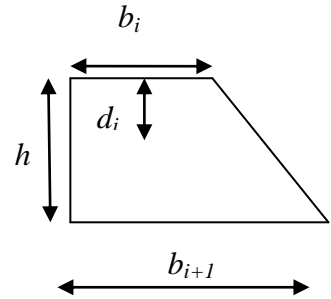


Figure (IV.2.3) : Diagramme des moments

Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux :

Niv	h(m)	b_i (m)	b_{i+1} (m)	S_i (m ²)	d_i (m)	$S_i \times d_i$	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
08	3,06	3,06	0,00	4,68	2,04	9,55	51773.69
07	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,53	44483.59
06	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,64	35988.83
05	3,06	30,60	18,36	74,91	1,66	124,35	31225.38
04	3,06	45,90	30,60	117,05	1,63	190,80	24818.20
03	3,06	64,26	45,90	168,54	1,62	273,03	21007.67
02	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,06	15325.73
01	3,06	110,16	85,68	299,64	1,59	476,42	10565.32
RDC	4.08	146,90	110,16	524.40	2.14	1122.22	5233.49
S.Sol	4.08	178,68	146.90	664,18	2,11	1401.41	1401.41

Calcul des flèches par niveaux :

$$f_{s.sol} = \frac{s_1 d_1}{EI} = \frac{1401.41}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{s_1(d_1 + h_1) + s_2 d_2}{EI} = \frac{5233.49}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{s_1(d_1 + h_1 + h_2) + s_2(d_2 + h_2) + s_3 d_3}{EI} = \frac{10565.32}{EI}$$

•

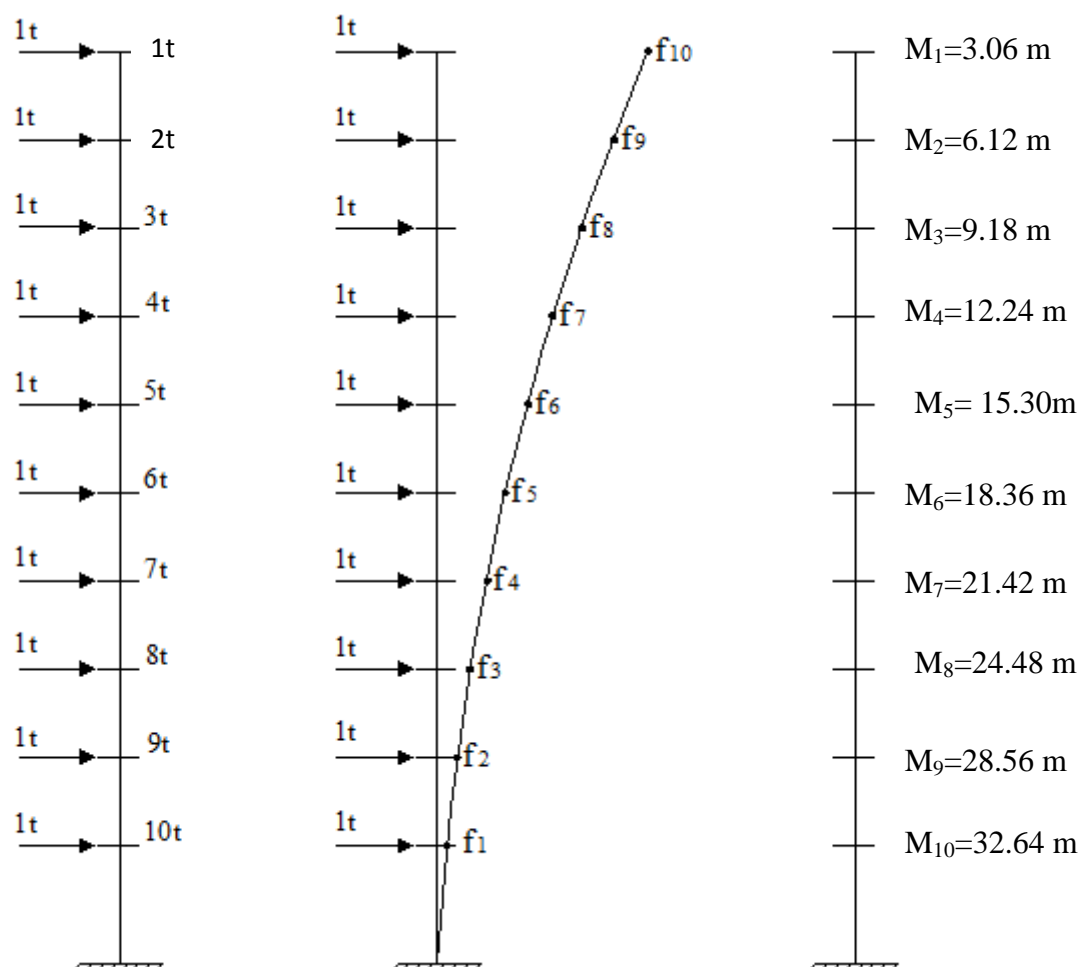
•

•

•

$$f_{08}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient alors les résultats montrés dans le tableau précédent.



Figure(IV.2.4) : Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux.

Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = h \cdot E\psi_n$$

Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum p_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

h : hauteur d'étage

E : module de YOUNG du béton

$\theta_n; \theta_{n+1}$: Rotation d'étage

n : étage

Le déplacement des portiques au niveau « i » :

$$\Delta_i = \sum_{n=1}^i \Delta_n$$

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{ei} + 2 \sum K_{pi}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{in}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n \text{ en (KN.m)}$$

T_n : est donnée par la (figure Fig. IV.4). T_n en (t).

$$K_{in} \text{ (m}^3\text{)} : \text{Raideur des poutres} \quad K_{in} = \frac{I_{in}}{L_n}$$

$$K_{pn} \text{ (m}^3\text{)} : \text{Raideur des poteaux} \quad K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h_n}$$

h_n : Hauteur d'étage.

L_n : : Portée libre de la poutre.

Inertie fictive des portiques :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Delta_i}$$

Avec :

$I_{e,i}$: inertie équivalente du niveau (i)

f_i : flèche du refend au du niveau (i)

Δ_i : déplacement du portique au niveau (i)

Inertie fictive des portiques longitudinaux :

Portiques : (A-A) ;(B-B) ;(C-C) ;(D-D).

Niv	M_{n+1}	M_n	$\sum K_{pot}^3$ (m ³)	$\sum K_{pout}^3$ (m ³)	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	Eif_i	I_{eiy}
VIII	0.00	3.06	0.056	0.17	0.75	6.05	18.51	817.17	51773.69	63.35
VII	3.06	6.12	0.056	0.17	2.25	12.11	37.06	798.66	44483.59	55.70
VI	6.12	9.18	0.056	0.17	3.75	18.16	55.57	761.60	35988.83	47.25
V	9.18	12.24	0.056	0.17	5.25	24.21	74.08	706.03	31225.38	45.49
IV	12.24	15.30	0.056	0.17	6.75	30.04	91.92	631.95	24818.20	39.27
III	15.30	18.36	0.092	0.18	7.79	25.13	76.90	540.03	21007.67	38.90
II	18.36	21.42	0.092	0.18	9.21	29.32	89.72	463.13	15325.53	33.09
I	21.42	24.48	0.092	0.18	10.62	34.19	104.62	373.41	10565.32	28.29
RDC	24.48	28.56	0.11	0.19	13.42	34.75	141.78	268.79	5233.49	19.47
S.Sol	28.56	32.64	0.11	0.19	12.80	31.13	127.01	127.01	1401.41	11.03
$I_{eiy \text{ moy}} = 9.54$										

Inertie fictive des portiques transversaux :

Portiques : (1-1) ; (2-2) ; (3-3) ; (4-4) ; (5-5) ; (6-6) ; (7-7) ; (8-8).

Niv	M_{n+1}	M_n	$\sum K_{pot}$	$\sum K_{pout}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	E_{if_i}	I_{eix}
VIII	0.00	3.06	0.09	0.23	0.55	3.94	12.06	650.72	51773.69	79.56
VII	3.06	6.12	0.09	0.23	1.66	7.88	24.11	638.66	44483.59	69.65
VI	6.12	9.18	0.09	0.23	2.77	11.82	36.17	614.55	35988.83	58.56
V	9.18	12.24	0.09	0.23	3.88	15.76	48.22	578.38	31225.38	53.98
IV	12.24	15.30	0.09	0.23	4.99	19.85	60.74	530.16	24818.20	46.79
III	15.30	18.36	0.14	0.22	6.37	17.83	54.56	469.42	21007.67	44.75
II	18.36	21.42	0.14	0.22	7.43	20.81	63.68	414.86	15325.53	36.94
I	21.42	24.48	0.14	0.22	8.69	24.18	73.99	351.18	10565.32	30.08
RDC	24.48	28.56	0.10	0.21	10.52	34.90	142.39	277.19	5233.49	18.88
S.Sol	28.56	32.64	0.10	0.21	11.68	33.04	134.80	134.39	1401.41	10.43
									$I_{eix\ moy} = 5.62$	

IV.5) Interprétation des résultats :

Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Sens longitudinal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	9.54	3.30
Voiles	279.87	96.70
Voiles+Portiques	289.41	100

Sens transversal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	5.62	9.92
Voiles	51.01	90.08
Voiles+Portiques	56.63	100

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude du contreventement, nous avons constaté que l'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 95% des sollicitations dues aux charges horizontales). D'après le RPA, le système de contreventement est du type **4a** :

Portiques contreventés par des voiles sans interactions.

V.1) Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

V.2.) Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003) :

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.

a) la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : • groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 37,74 m).

(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

b) La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

(RPA 99/mod2003 art 4.1.3).

Conclusion :

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale

V.3.1) Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.4) Modélisation :**V.4.1) Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

V.4.2) 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.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000* et *SAFE*).

V.4.3) Rappel :(terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : 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 : coffrag

Column : poteau

Beam : poutre

V.4.4) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.7**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. V.1**)



Fig(V.1) :Icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



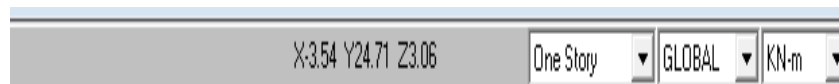
fig (V.2) :fenêtre de dialogue.

V.4.5) Etapes de modélisation :**V.4.5.1) Première étape:**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. en bas à droite de l'écran , on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



Fig(V.3) : Choix des unités

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**,

Une page de dialogue s'affiche puis on clique sur **default.edb**

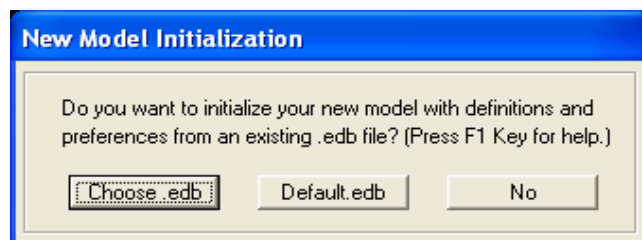


fig (V.4) :choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

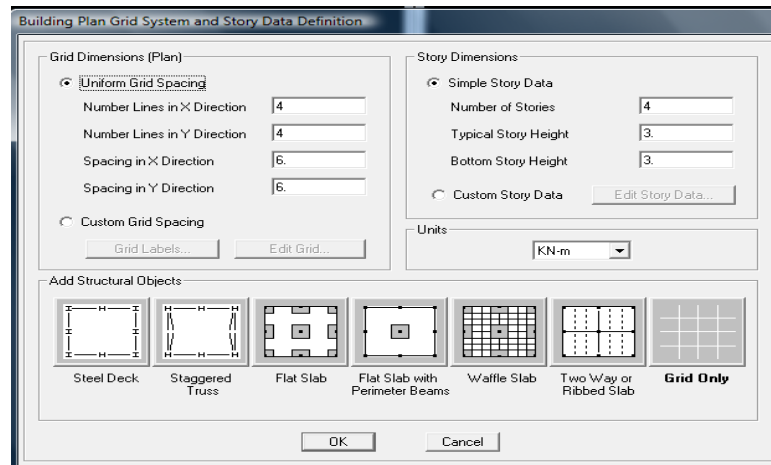


fig (V.5) :introduction des lignes de grille

1) On introduise le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .

On clique sur **Custom Grid Spacing**

La fenêtre suivante s'affiche :

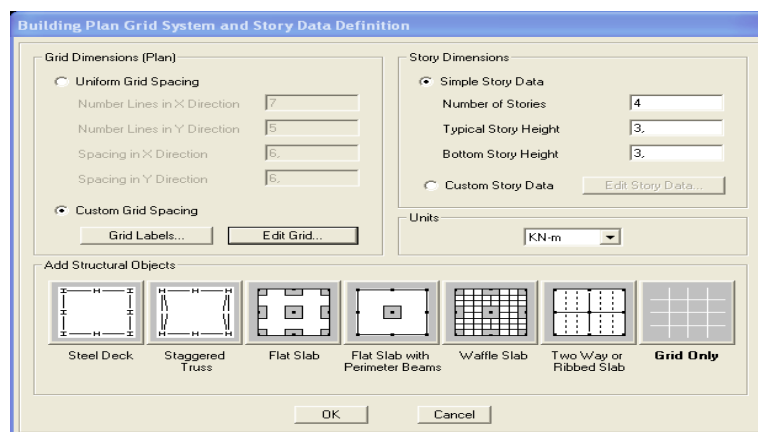


fig (V.6) :Introduction le nombre de portiques

Puis sur **Edit Grid**.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Coordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	6.	Primary	Show	Top	
3	C	12.	Primary	Show	Top	
4	D	18.	Primary	Show	Top	
5	E	24.	Primary	Show	Top	
6	F	30.	Primary	Show	Top	
7	G	36.	Primary	Show	Top	
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Coordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2	2	6.	Primary	Show	Left	
3	3	12.	Primary	Show	Left	
4	4	18.	Primary	Show	Left	
5	5	24.	Primary	Show	Left	
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

Fig(V.7) : Introduction des distances selon x-x et y-y

-Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.

-Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.

Puis **ok**

2) On introduit le nombre des niveaux. on clique sur **simple story data** et on remplit la case **Number of Story** puis on clique **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.

La fenêtre suivante s'affiche :

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	SM	2.	34.64	Yes		No	0.
11	ETAGE8	3.06	32.64	No	SM	No	0.
10	ETAGE7	3.06	29.58	No	SM	No	0.
9	ETAGE6	3.06	26.52	No	SM	No	0.
8	ETAGE5	3.06	23.46	No	SM	No	0.
7	ETAGE4	3.06	20.4	No	SM	No	0.
6	ETAGE3	3.06	17.34	No	SM	No	0.
5	ETAGE2	3.06	14.28	No	SM	No	0.
4	ETAGE1	3.06	11.22	No	SM	No	0.
3	RDC	4.08	8.16	No	SM	No	0.
2	S.SOL	4.08	4.08	No	SM	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 2. [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

fig (V.8) : Introduction des hauteurs selon les différents étages

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.

Puis **ok**.

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y**, **X-Z**, **Y-Z**.

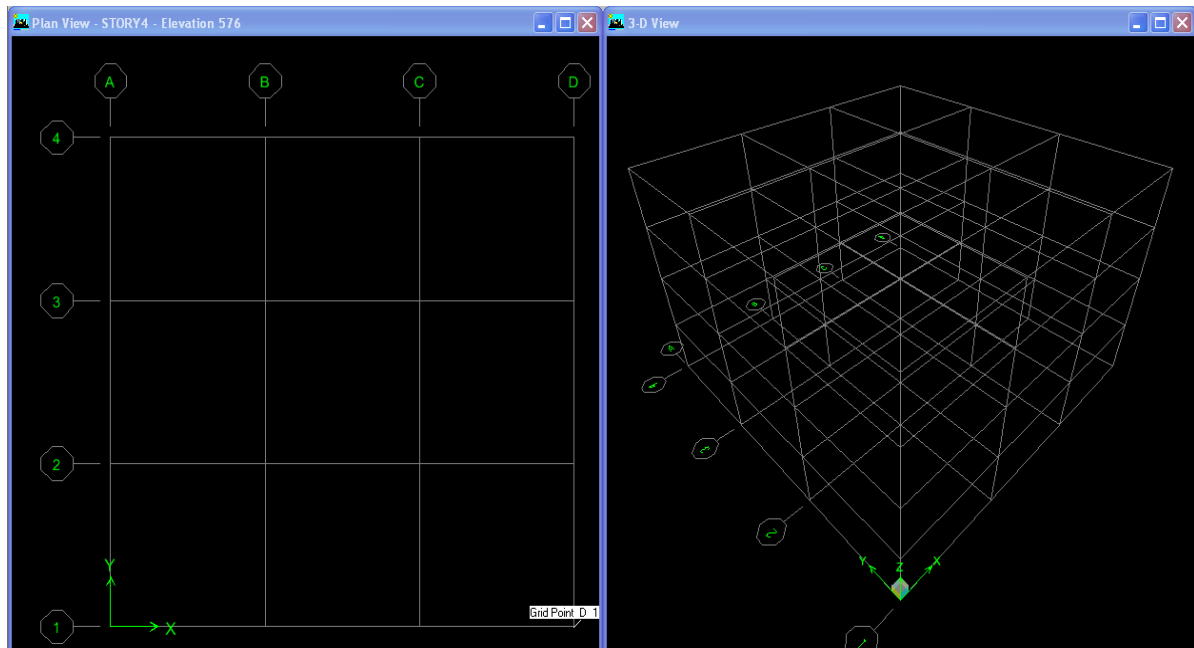


fig (V.9) :les lignes de grille de la structure

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

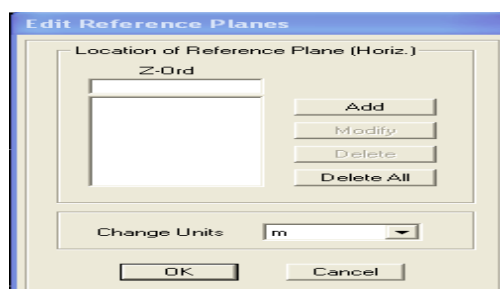
-pour modifié les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data**

puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

-Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

-pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :



Fig(V.10) :introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

V.4.5.2)Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien  nous sélectionnons le matériau **CONC.**

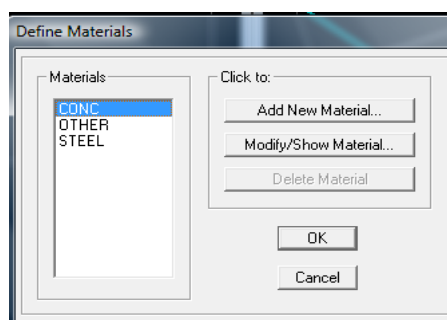


fig (V.11) : définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Fig (V.12) : définition des propriété du matériau CONC (béton).

Et on définit un autre matériau pour le utiliser prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

The image shows a 'Material Property Data' dialog box. It has several sections:

- Material Name:** A text box containing 'OTHER'.
- Display Color:** A color selection area showing a red color.
- Type of Material:** Two radio buttons, 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu showing 'Concrete'.
- Analysis Property Data:** A list of input fields:
 - Mass per unit Volume: 0,
 - Weight per unit Volume: 0,
 - Modulus of Elasticity: 32164200,
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 1.170E-05
 - Shear Modulus: 13401750,
- Design Property Data (ACI 318-99):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

 At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

fig (V.13) : définition des propriétés du matériau other.

Puis on clique sur **ok**.

Remarque :


On a défini deux types de matériaux pour un but:

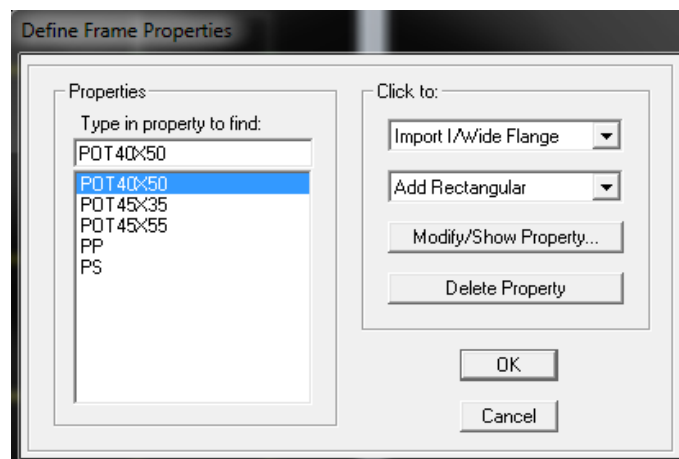
Que l'étape n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de cette dernière différemment aux autres éléments. Parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

V.4.5.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux)

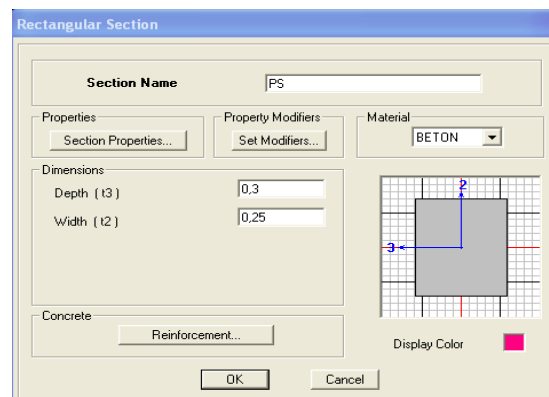
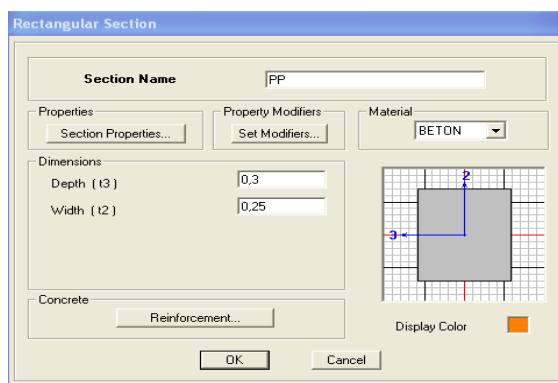
Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**), les poutres secondaires (**Ps**) et les poteaux (**Pot**) ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On supprime toutes les sections qui se trouvent déjà et on clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire



Fig(V.14) : définition des section

Et on choisit **Material** Beton



Fig(V.15) : définition des section rectangulaire

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

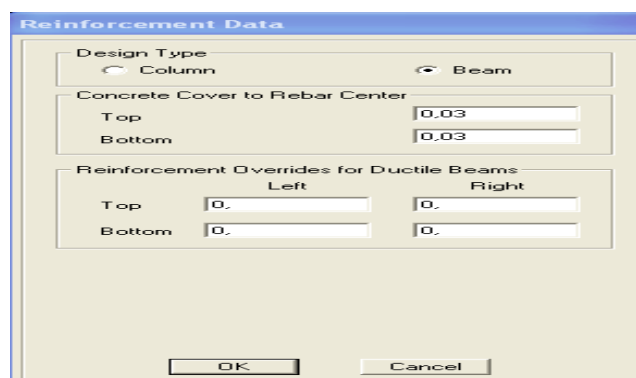



fig (V.16) : choix de la nature de la section et l'enrobage

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine corps creux).

- *Corps creux*

On clique sur  pour définir le corps creux, on clique sur **DECK1** puis sur **Add new deck** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **membrane**.

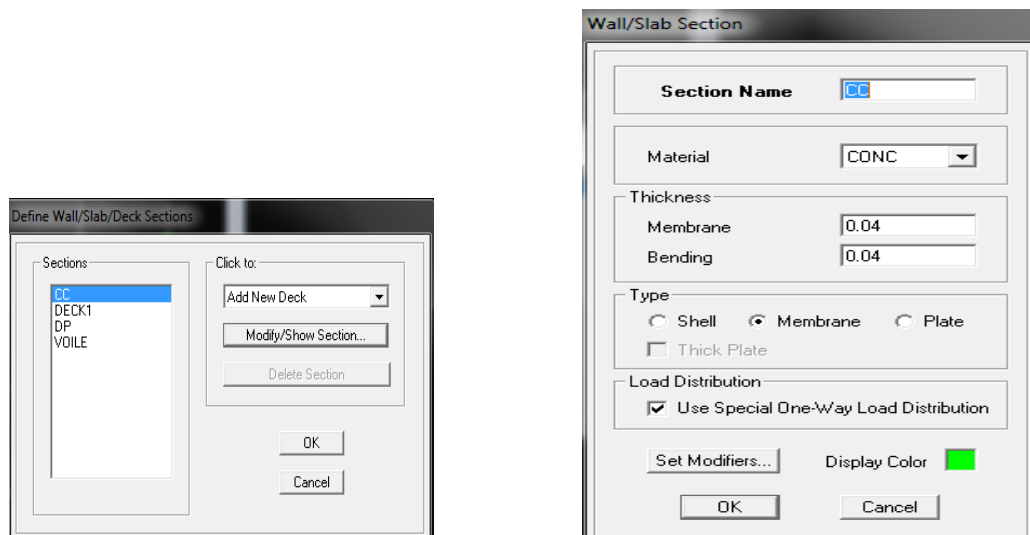
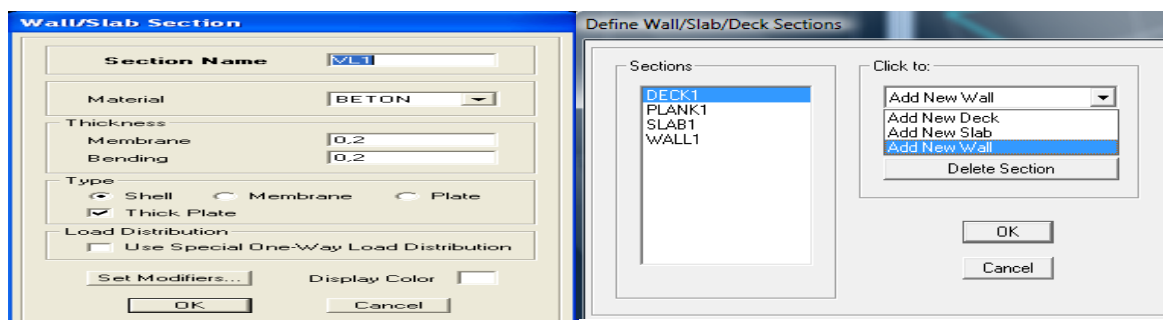


fig (V.17) : les propriétés du corps creux


- *Voile*

On clique sur  on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **Shell**.



Fig(V.18) : création de nouveau voile

- dalle pleine

on clique sur  on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **plate**.

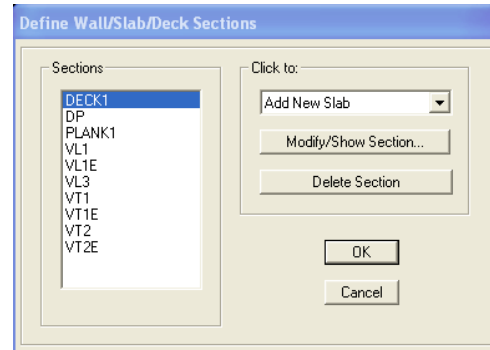
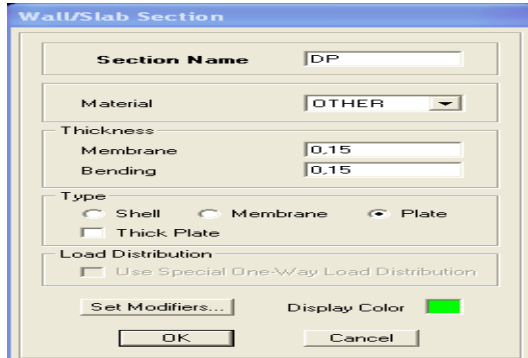



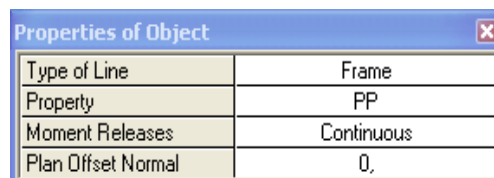
fig (V.19) : création de nouvelle dalle

fig (V.20) : propriétés de la dalle.

➤ Mise en place des éléments


Poutres principales et secondaires:

On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.



Fig(V.21) : création des poutres

Les poteaux :

On clique sur  puis choisit Pot 40x40 ou 30x30 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

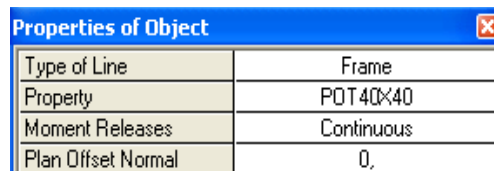

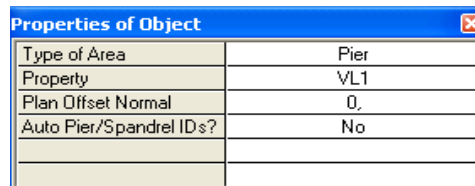


fig (V.22) : création des poteaux


Les voiles :

On clique sur  puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.



Fig(V.23) : création des voiles

La dalle pleine :

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.

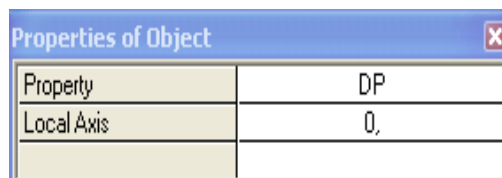



fig (V.24) : création des dalles pleines

Corps creux :

On clique sur  puis on choisit CC et on sélectionne les travées considérés.

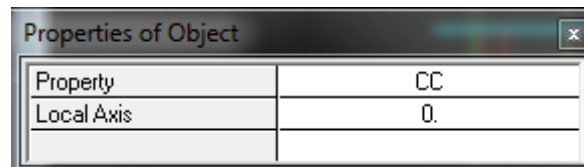



fig (V.25) : création du corps creux.

V.4.5.4) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

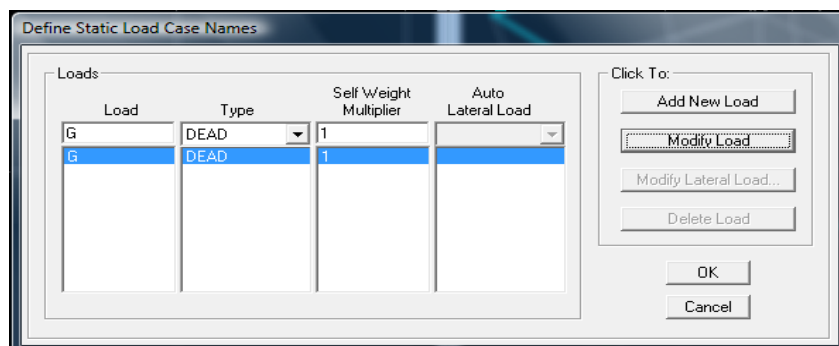
La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :Define puis sur static Load Cases , ou bien .

➤ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier(Coefficient interne poids propre) : 1



Fig(V.26) :nom des charges permanentes

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

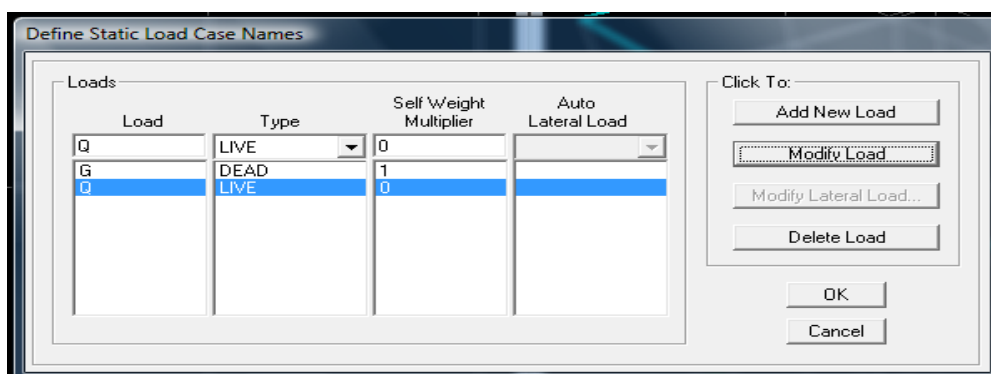



fig (V.27) :nom des charges d'exploitations

2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

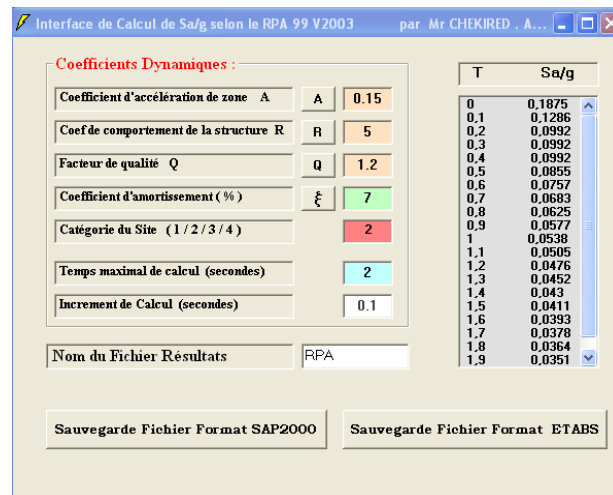
Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone  SRPA99V2003.exe .

- **Coeff d'accélération de zone A =0.15**
selon la zone de sismicité (de notre cas IIa)
et le groupe d'usages(de notre cas groupe 2)
- **Coeff comportement : 5 .**
- **Coeff d'amortissement ξ :7%**
- **Site : S2.**
- **Facteur de qualité (Q):Q=1.2**

$$Q=1+\sum P_q$$



Coefficients Dynamiques :

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.15
Coeff de comportement de la structure R	R	5
Facteur de qualité Q	Q	1.2
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	7
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		2
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1

Nom du Fichier Résultats : RPA

Sauvegarde Fichier Format SAP2000 Sauvegarde Fichier Format ETABS

T	Sa/g
0	0.1875
0.1	0.1286
0.2	0.0992
0.3	0.0992
0.4	0.0992
0.5	0.0855
0.6	0.0757
0.7	0.0683
0.8	0.0625
0.9	0.0577
1	0.0538
1.1	0.0505
1.2	0.0476
1.3	0.0452
1.4	0.043
1.5	0.0411
1.6	0.0393
1.7	0.0378
1.8	0.0364
1.9	0.0351

fig (V.28) :le spectre

Après on clique sur **Savgarde Fichier Format ETABS.**

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** ou bien  → **Spectrum from file**

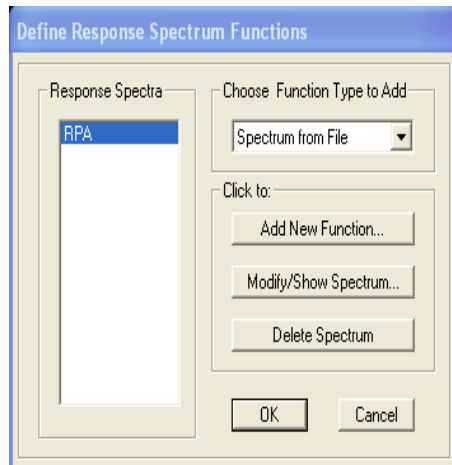


fig (V.29) : définition de spectre

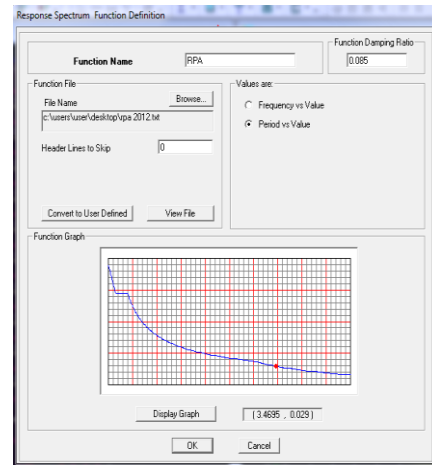



fig (V.30) : la réponse de spectre

Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Responses spectrum cases ou bien  → **Add New Spectrum**

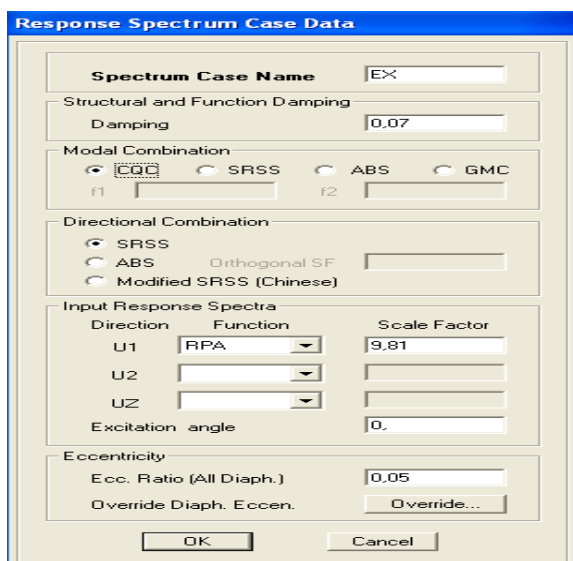


fig (V.31) : ajout de spectre selon x

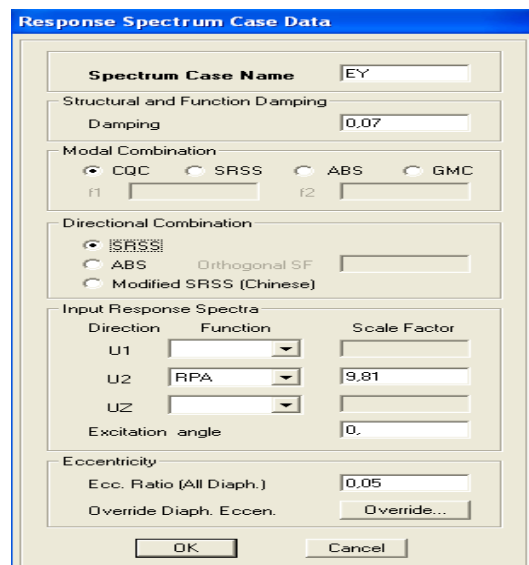



fig (V.32) : ajout de spectre selon y

V.4.5.5) 5^{ème} étape : chargement des poutres secondaire et le corps creux :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre secondaire et le corps creux on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed** ou bien 

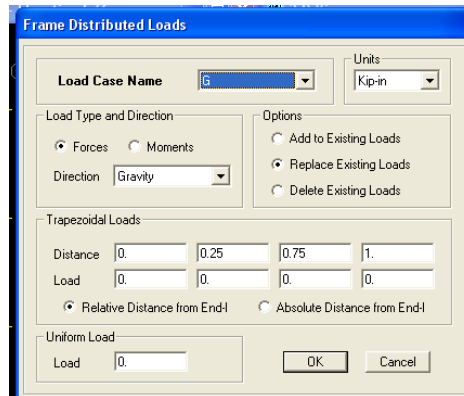


fig V.33) la méthode de chargement

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**.

V.4.5.6) 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Et la combinaison **G + 0,2Q**

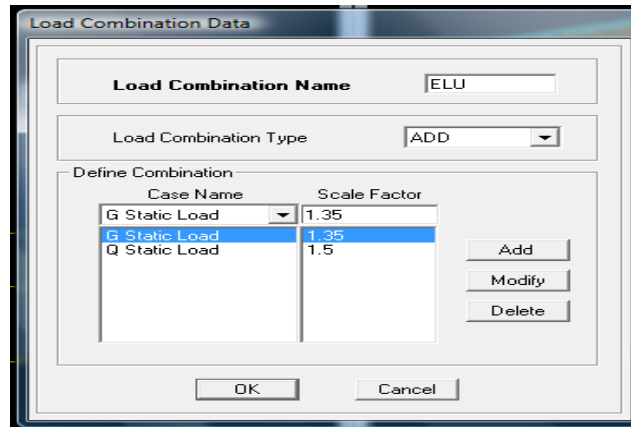
➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G + Q \pm E$

08GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** ou bien  → **Add New**



Fig(V.34) : création des combinaisons


On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

V.4.5.7) 7^{ème} 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 encasté** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign → Joint/point ou bien  → Restraints

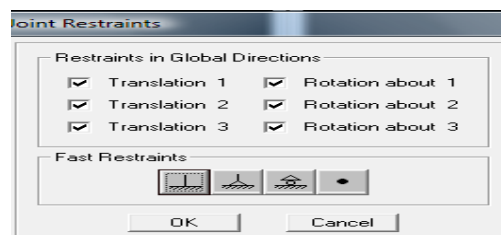


fig (V.35) : encastrement des appuis

➤ **Mass- Source :****Define** → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

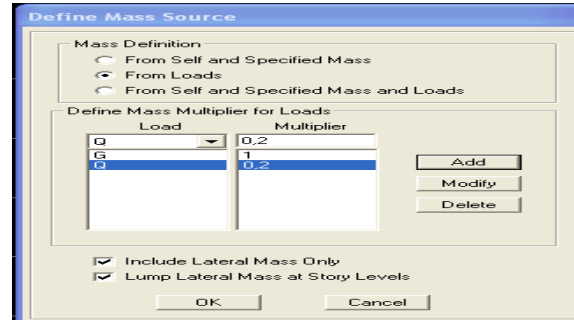


fig (V.36) : le pourcentage de participation des charges

➤ **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 tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm**, ou bien  → **Add New Diaphragm**.

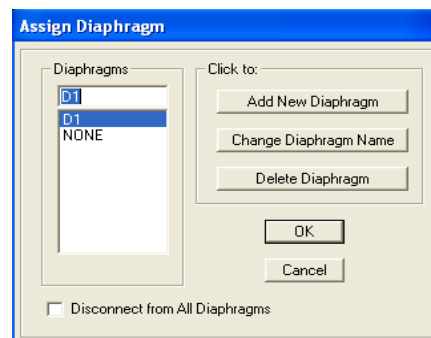


fig (V.37) :spécification de diaphragme de chaque plancher

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.

V.4.5.8) 8^{ème} 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**.

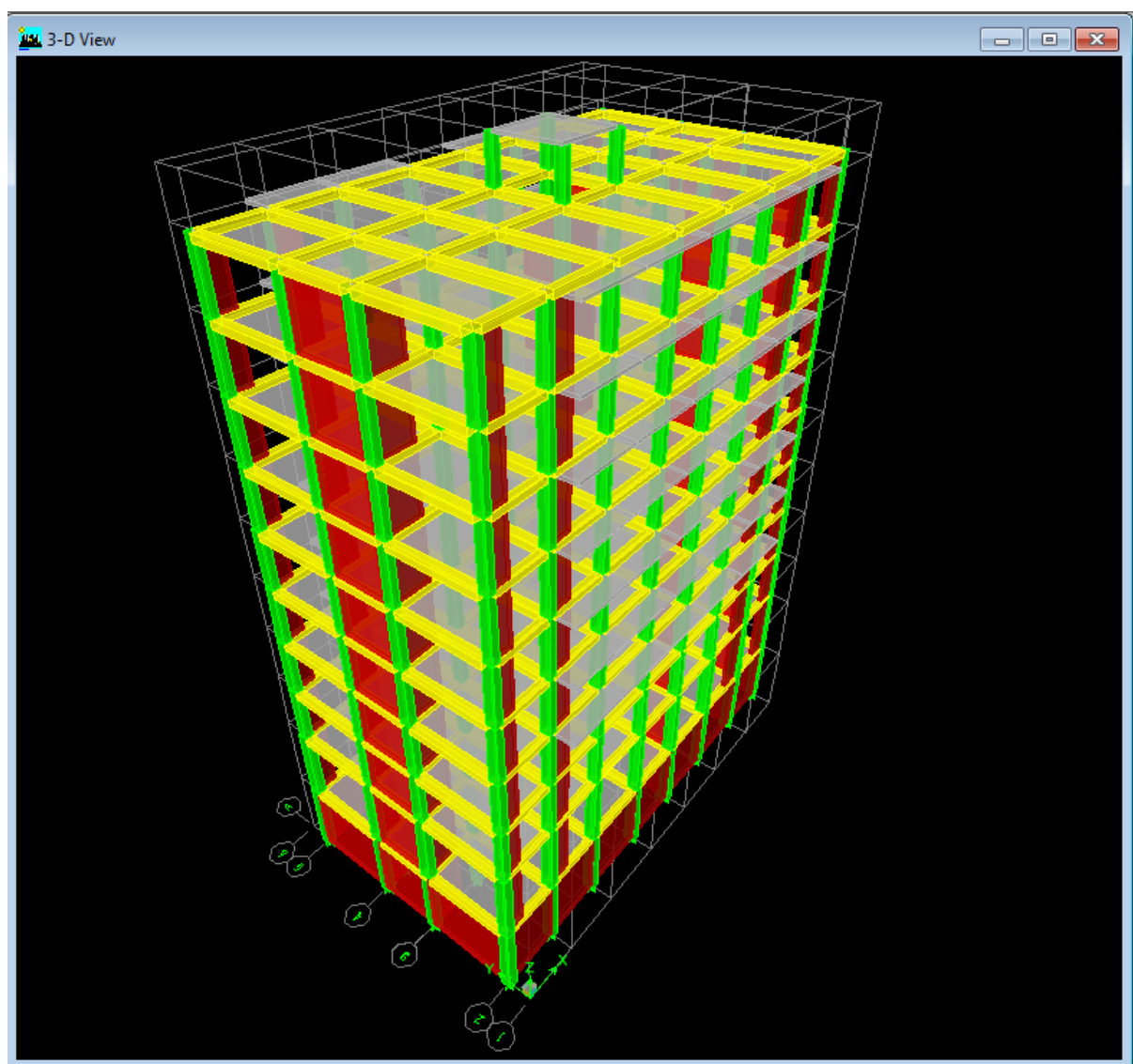


fig (V.38) : schéma final de notre structure en 3D

VI.1) Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le **RPA** nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (**5Vt**) 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

VI.2) Caractéristique de la structure :

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations ; **RPA 4.5 2003**.

VI.3) Vérification de la période :**Estimation de la période fondamentale de la structure :**

* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formule empirique ou calculer par des méthodes analytique ou numérique.

* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

h_n: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T: coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du **RPA 99**.

Avec : **C_T = 0.05**

Remarque :

L'article 4.2.4 du RPA99 version 2003 postule que :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 34.64^{3/4} = \mathbf{0.71 \text{ sec.}}$$

D'où : **T = 1.3 × 0.71 = 0.923 sec > T_{ETABS} = 0.655 sec condition vérifiée.**

Tableau VI.1) Période et participation massique :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
01	0.912996	64.6079	1.4799	0.0000	64.6079	1.4799	0.0000
02	0.818928	1.5067	63.7928	0.0000	66.1146	65.2727	0.0000
03	0.672825	0.0597	0.0611	0.0000	66.1743	65.3337	0.0000
04	0.254125	12.1879	0.1138	0.0000	78.3622	65.4476	0.0000
05	0.215804	0.1045	14.6348	0.0000	78.4667	80.0824	0.0000

06	0.173492	0.0256	0.0010	0.0000	78.4923	80.0835	0.0000
07	0.117982	4.4480	0.0127	0.0000	82.9403	80.0962	0.0000
08	0.099328	0.0023	5.3316	0.0000	82.9425	85.4279	0.0000
09	0.087116	0.3255	0.0003	0.0000	83.2680	85.4282	0.0000
10	0.079460	0.0152	0.0004	0.0000	83.2832	85.7630	0.0000
11	0.075176	0.0011	0.3345	0.0000	83.2843	85.7630	0.0000
12	0.069472	0.0620	0.1057	0.0000	83.3464	85.8687	0.0000
13	0.067920	2.4789	0.0049	0.0000	85.8252	85.8736	0.0000
14	0.058758	0.0042	3.2884	0.0000	85.8295	89.1620	0.0000
15	0.048671	0.0086	0.0004	0.0000	85.8981	89.1624	0.0000
16	0.045776	1.8618	0.0129	0.0000	87.6999	89.1753	0.0000
17	0.040893	0.0117	2.9929	0.0000	87.7116	92.1681	0.0000
18	0.034111	0.0083	0.0000	0.0000	87.7199	92.1682	0.0000
19	0.032963	1.7258	0.0708	0.0000	89.4457	92.2390	0.0000
20	0.0020967	0.0328	3.6885	0.0000	89.4785	95.9275	0.0000
21	0.025827	0.0616	0.2317	0.0000	89.5401	96.1592	0.0000
22	0.025767	0.3373	2.5872	0.0000	89.8774	98.7464	0.0000
23	0.025139	3.0977	0.3442	0.0000	92.9751	99.0905	0.0000

La somme des masses modales dans le 23^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 66,42% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 70,75%.

➤ **Etude de contreventement :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS version **9.1.4**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -1.1099 Y: 0

End Point X: 26.0642 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 12.4772 Y: 2.8218 Z: 0 Angle: 0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	1243.256	182.5937	67.1399
Moment	0.	0.	0.	3339.4763	28348.8341	6011.5556

Close Refresh

Figure VI-1) donnant le type de contreventement

• **Sens x-x :**

Effort reprise par les portiques : **3.30 %**

Effort reprise par LES voiles : **96.69 %**

• **Sens y-y :**

Effort reprise par les portiques : **3.14 %**

Effort reprise par LES voiles : **96.14 %**

• **Conclusion :**

D'après les résultats ci-dessus, **la structure est contreventée par voile.**

a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{4.1 Du RPA 99}$$

b) Déduction des coefficients A, D, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Groupe d'usage : 2} \\ \text{- Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15 \text{ (Tab 4.1).}$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R = 5** (Mixte portiques/voiles avec interaction). (**Tab 4.3 RPA**)

c) Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non.

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1.5**

Suivant **x-x** : **Condition vérifiée. P_x = 0.00**

Suivant **y-y** : **Condition vérifiée. P_y = 0.00**

➤ **Régularité en plan**

- **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

Donc : La régularité en plan n'est pas vérifiée p_q= 0.05 .

➤ **Condition de régularité en élévation :**

- **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

- **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent **constantes** ou **diminuent** progressivement et sans **chargement brusque** de la **base** au **sommet** du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

- **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectes depuis le **séisme** de **2003**.

Tableau VI.2) Valeurs de pénalités P_q dans les deux sens

Pénalité P_q :		
Critère :	Observé	Non observé :
<i>Régularité en plan</i>	/	0,05
<i>Régularité en élévation</i>	0	/
<i>Conditions minimales sur les fils de contreventement</i>	0	/
<i>Redondance en plan</i>	0	/
<i>Contrôle de la qualité des matériaux</i>	0	/
<i>suivi de chantier:</i>	0	/

Donc : $Q=1+\Sigma P_q = 1+0.05 = 1.05$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de **RPA99**, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{5}{T} \right)^3 & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D \leq 2.5}$$

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : Site ferme $\Rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ s}$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2) $\Rightarrow \xi = 10\%$

D'où $\eta = 0.76 \geq 0.70$ Condition vérifiée.

• La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times (34.64)^{3/4} = 0.71 \text{ s.}$$

$$D = 2.5 \eta \frac{\xi_2}{T} = 1.30$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3) Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt :

Paramètre	Valeur	Article de RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique T_2	0.4 s	Tableau 4.7
Coefficient C_T	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.3	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3
Facteur de qualité Q	1.05	Formule 4.4
Poids total de la structure Wt	23152.996 KN	/

Application numérique :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.30 \times 1.05}{5} \times 20208 \cdot 76 = 827.524 \text{ KN}$$

$$V_{etaps \text{ X-X}} = 1243.256 > 0.8 V_{RPA} = 662.03 \text{ KN}$$

$$V_{etaps \text{ Y-Y}} = 1601.11 > 0.8 V_{RPA} = 662.03 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

VI.4.1 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.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA 99})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

Tableau VI.4): Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y :

Niveaux	$\delta_{kx}(m)$	$\delta_{ky}(m)$	$\Delta_{kx}(m)$	Δ_{ky}	$1\% h(m)$	Vérification
S.M	0.0146	0.0130	0.0007	0.0007	0.020	✓
08	0.0139	0.0123	0.0012	0.0013	0,0306	✓
07	0.0127	0.0110	0.0014	0.0013	0,0306	✓
06	0.0113	0.0097	0.0016	0.0015	0,0306	✓
05	0.0097	0.0082	0.0016	0.0015	0,0306	✓

04	0.0081	0.0067	0.0018	0.0015	0,0408	✓
03	0.0063	0.0052	0.0018	0.0015	0,0408	✓
02	0.0045	0.0037	0.0017	0.0014	0,0408	✓
01	0.0028	0.0023	0.016	0.0012	0,0340	✓
RDC	0.0012	0.0011	0.0011	0.001	0.0408	✓
S.sol	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0408	✓

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

VI.4.2 Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f$$

f : La flèche admissible.

H_t : la hauteur totale du bâtiment.

a) Sous l'action de E_y :

$$\delta_{\max} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{34.64}{500} = 0.069 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

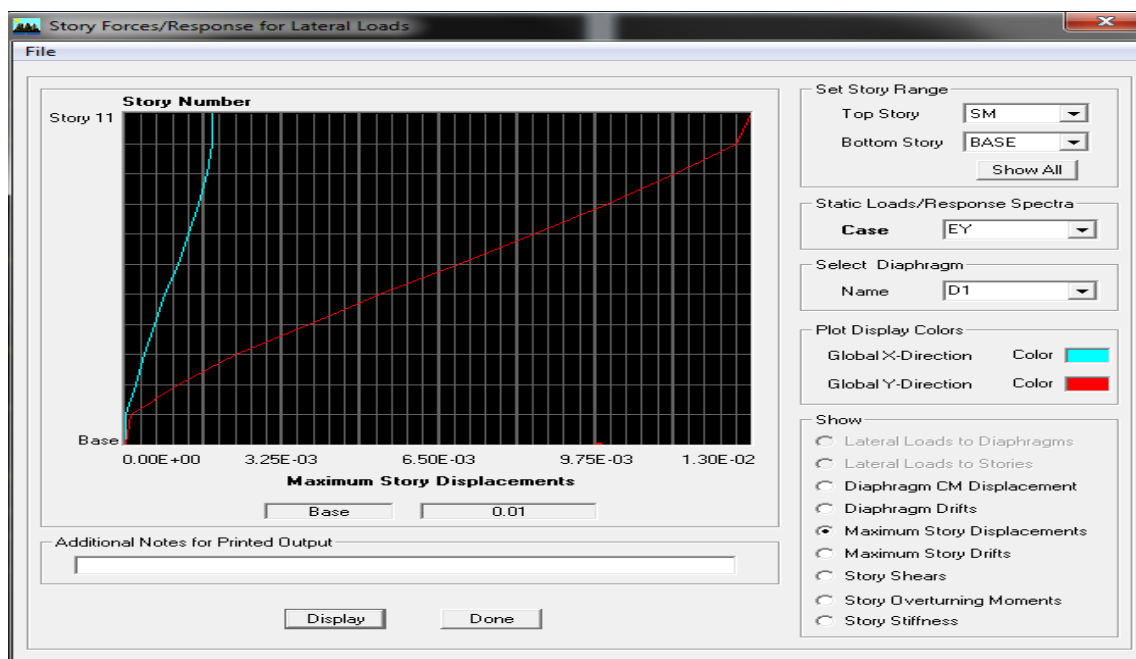


fig VI.2) déplacement maximal selon y-y

b) Sous l'action de E_X :

$$\delta_{\text{Max}} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{34.64}{500} = 0.069 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

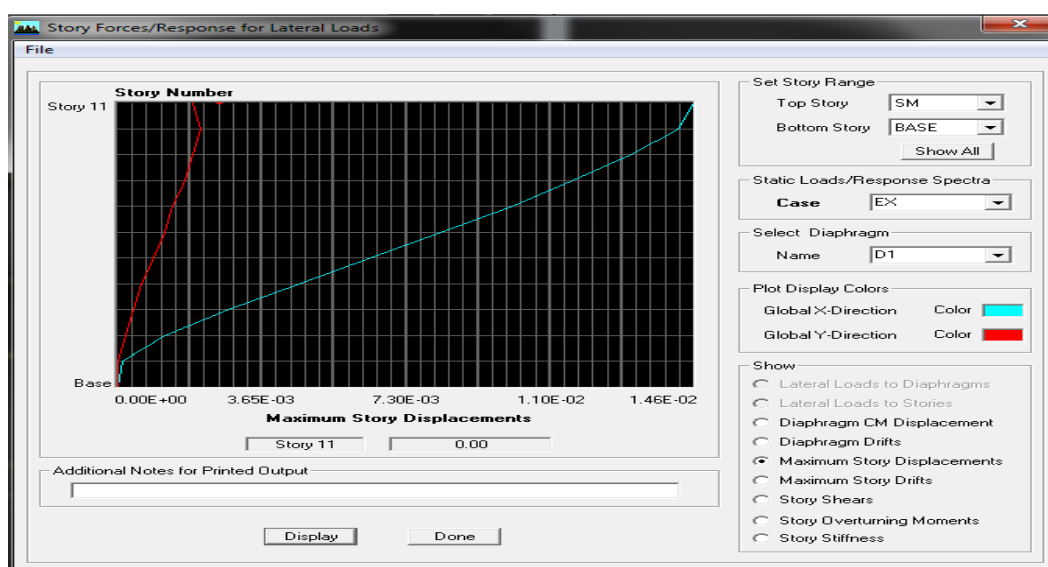


fig VI.3) déplacement maximal selon X-X

VI.5 Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99/version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit : C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tableau VI.5): Vérification de l'excentricité :

Selon X-X

Niv	Diaphr	XC_M	XC_R	$C_M - C_R$	5% L	Vérification
S.M	D11	11.700	11.551	0.149	1,185	✓
08	D10	11.644	11.540	0.104	1,185	✓
07	D9	11.609	11.553	0.056	1,185	✓
06	D8	11.609	11.569	0.04	1,185	✓
05	D7	11.609	11.587	0.022	1,185	✓
04	D6	11.610	11.606	0.004	1,185	✓
03	D5	11.611	11.625	0.014	1,185	✓
02	D4	11.611	11.634	0.023	1,185	✓
01	D3	11.581	11.655	0.074	1,185	✓
RDC	D2	11.580	11.667	0.087	1,185	✓
S.sol	D1	11.606	11.687	0.081	1,185	✓

Selon Y-Y

N	Diaphr	YC_M	YC_R	$C_M - C_R$	5% L	Vérification
S.M	D11	7.709	7.769	0.06	0.64	✓
08	D10	7.457	7.254	0.203	0.64	✓
07	D9	7.392	7.236	0.156	0.64	✓
06	D8	7.392	7.208	0.184	0.64	✓
05	D7	7.392	7.178	0.214	0.64	✓
04	D6	7.398	7.150	0.248	0.64	✓
03	D5	7.404	7.130	0.274	0.64	✓
02	D4	7.404	7.125	0.279	0.64	✓
01	D3	7.463	7.160	0.303	0.64	✓
RDC	D2	7.466	7.289	0.177	0.64	✓
S.sol	D1	7.511	7.540	0.029	0.64	✓

VI.6 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou 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 » (Δ).

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.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P- δ** : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 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 :

$$\theta_k = P_K \Delta_K / V_K h_K < 0.1 \quad \text{tel que :}$$

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

↳ L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

Tableau VI.6) Vérification de l'effet P-Delta :

Niv	$P_K(KN)$	Δ_{Kx} m	Δ_{Ky} m	V_{Kx} KN	V_{Ky} KN	h_K m	θ_{KX}	θ_{KY}	Vérification
S.M	13.182	0.0007	0.0007	22.24	26.31	2.00	0.00020	0.00017	✓
08	331.306	0.0012	0.0013	336.66	375.54	3.06	0.00038	0.00037	✓
07	378.600	0.0014	0.0013	568.83	613.02	3.06	0.00030	0.00026	✓
06	378.600	0.0016	0.0015	752.78	808.64	3.06	0.00026	0.00022	✓
05	378.800	0.0016	0.0015	907.24	971.32	3.06	0.00021	0.00019	✓
04	387.627	0.0018	0.0015	1041.09	1111.35	3.06	0.00021	0.00016	✓
03	398.134	0.0018	0.0015	1161.76	1235.96	3.06	0.00020	0.00015	✓
02	398.134	0.0017	0.0014	1265.77	1342.59	3.06	0.00017	0.00013	✓
01	359.955	0.0016	0.0012	1338.38	1421.13	3.06	0.00014	0.00009	✓
RDC	406.559	0.0011	0.001	1396.32	1493.13	4.08	0.00007	0.00007	✓
S.sol	584.243	0.0001	0.0001	1540.67	1601.11	4.08	0.000009	0.000008	✓

D'après le tableau l'effet P-Delta peut être négligé.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailleur les différents éléments structuraux.

VII.1) Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VII.2) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les Sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VII.2.1) Recommandations du RPA99 :**a) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre $0,5\% b h$
- Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 45 = 7.88 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 $4\% b h$ en zone courante.
 $6\% b h$ en zone de recouvrement.
- Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$. (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$. (en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :
 $A_t = 0,003 . S_t . b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.2) Calcul des armatures à l'ELU :

- a) **Armatures longitudinales** : elles seront déterminer en utilisant es moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa .}$$

Pour les feE400 on a : $\mu_1=0,392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires) $\Rightarrow A_{sc}$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta_d \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s=1,5 \longrightarrow$ Cas général.

$\gamma_s=1,15 \longrightarrow$ Cas accidentel

Fe=400MPa

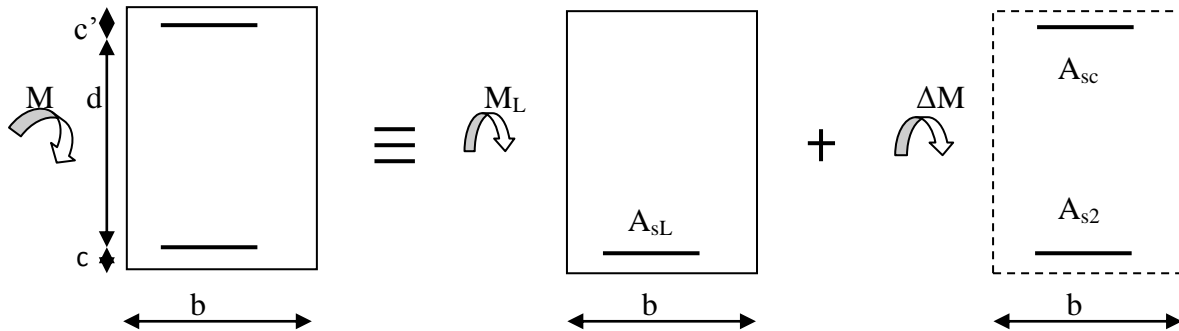
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_{\ell} = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{\sigma_s (d - c')}$$

Remarque :

En situation courante :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

En situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

b) Armatures transversales :

- Diamètre des aciers transversaux : (BAEL 91/Art A.7.2.2)

$$\varnothing_t = \min \left(\varnothing_1 ; \frac{L}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

- Pourcentage minimal d'armatures tendues :

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \quad \text{Tel que : } \left\{ \begin{array}{ll} \rho \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,001 & \text{si } f_{cj} < 40 \text{ MPa.} \\ \rho \geq 0,00033 \cdot f_{tj} & \text{si } 40 \leq f_{cj} \leq 80 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

- Espacement minimal : (BAEL 91/Art 5.1.2.2)
 $St \leq \min (0.9 \times d ; 40\text{cm})$

VII.2.3) Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :**

Une section du béton armé ou fléchi est considérée comme non fragile lorsque la sollicitation provoque la fissuration du béton dans cette section, entraîne dans les armatures tendues une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité.

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

Si la section choisie des armatures dépasse 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile.

NB :

Les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section moins égale à 0.01 de la section droite de la poutre. $A \geq 0.01 \cdot b \cdot h$ (BAEL 91/ art B.6.4.)

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

- Vérification d'adhérence à l'entraînement :** (BAEL 91/ art A.6.1.3.)

Pour assurer que les barres sont bien encrées, il y'a lieu de vérifier que :

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

ψ_s : coefficient de scellement relatif à une armature

$$\psi_s = 1.5 : \text{pour des barres haute adhérence} \Leftrightarrow \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\psi_s = 1 : \text{pour des barres ronds lisses.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

τ_{se} : Contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varnothing$: Somme des périmètres utiles des barres

n : Nombre des barres.

\varnothing : Diamètre d'une barre.

- **Vérification au cisaillement :** (BAEL 91/ art A.5.1.2.1.)

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right)$

Fissuration non préjudiciable.

- **Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL 91/ art A.5.2.)

Appui de rive :

- Influence sur le béton :

On doit avoir : $T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . b . a$

Longueur de l'appui : $a = \min (a', 0.9 d)$

- Influence sur les armatures longitudinales :

On doit avoir : $A_s \geq \frac{H_u + T_u}{\sigma_s}$

T_u : effort tranchant.

H_u : force horizontale transmise par l'appui.

Appui intermédiaire :

On doit avoir : $T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . b . a$

En outre, la contrainte moyenne de compression du béton sur l'aire d'appui calculé sous la réaction d'appui ultime.

$$\sigma_{bc} \leq 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (BAEL 91/ art A.5.1.322.)$$

- Influence sur les armatures transversales :

On doit avoir : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$

M_u : moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

- **Vérification de l'encrage des barres :** (BAEL 91/ art A.6.1.23.)

Calcul de la longueur de scellement droit des barres verticales :

$$L_s = \frac{\phi . f_e}{4 . \sigma_s} ; \text{ Avec : } \tau_{se} = 0.6 \psi_s^2 . f_{t28}$$

VII.2.4) Vérification à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{K_1 \cdot \beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

σ_{bc} : contrainte maximale dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible dans le béton comprimé.

σ_s : contrainte maximale dans l'acier tendu.

$K_1 ; \beta_1$: coefficients donnés par le tableau.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Comme la fissuration dans les poutres est supposée peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL 91, il est indispensable de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes ne sont pas vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ -----(1)}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \text{ -----(2)}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ -----(3)}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{37.44 \cdot (3.25)^2}{8} = 49.43 \text{ KN.m}$$

h : hauteur de la poutre.

L : portée de la poutre entre nus d'appuis.

b_0 : longueur de la nervure.

M_t : moment maximal en travée.

M_0 : moment isostatique max.

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

A_s : section des armatures tendues.

Les résultats du ferrailage des poutres principales et secondaires sont récapitulés dans le tableau suivant

Sens y-y :

1) Aux appuis :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée (cm ²)	A_{min} (cm ²) RPA
8 ^{eme}	ELU	26.012	0.028	SSA	0.986	1.76	3HA14	4.62	7.88
7 ^{eme}	ELU	38.077	0.042	SSA	0.979	2.60			
6 ^{eme}	ELU	34.464	0.038	SSA	0.981	2.36			
5 ^{eme}	ELU	30.345	0.034	SSA	0.983	2.06			
4 ^{eme}	ELU	25.212	0.028	SSA	0.986	1.70			
3 ^{eme}	ELU	24.469	0.026	SSA	0.987	1.65			
2 ^{eme}	ELU	21.002	0.022	SSA	0.989	1.42			
1 ^{er}	ELU	17.814	0.020	SSA	0.990	1.20			
RDC	ELU	14.773	0.016	SSA	0.992	0.99			
S.sol	ELU	17.533	0.020	SSA	0.990	1.18			

Tableau 1) : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (aux appuis)

2) En travée :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	ferrailage	A_s adopté (cm ²)	A_{min} (cm ²) RPA
8 ^{eme}	ELU	13.198	0.014	SSA	0.993	0.80	3HA14	4.62	7.88
7 ^{eme}	ELU	18.277	0.020	SSA	0.990	1.23			
6 ^{eme}	ELU	16.446	0.018	SSA	0.991	1.10			
5 ^{eme}	ELU	13.946	0.016	SSA	0.992	0.93			
4 ^{eme}	ELU	12.222	0.014	SSA	0.993	0.83			
3 ^{eme}	ELU	11.907	0.022	SSA	0.989	0.80			
2 ^{eme}	ELU	9.985	0.010	SSA	0.995	0.67			
1 ^{er}	ELU	10.171	0.012	SSA	0.994	0.68			
RDC	ELU	14.05	0.016	SSA	0.992	1.20			
S.Sol	ELU	40.597	0.044	SSA	0.978	2.77			

Tableau 2) : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée).

Sens x-x:

1) Aux appuis :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	$A_{min}(cm^2)$ RPA	ferrailage	A_s adoptée (cm ²)
8 ^{eme}	ELU	19.268	0.042	SSA	0.979	1.71	5,25	3HA12	3.39
7 ^{eme}	ELU	28.56	0.062	SSA	0.968	2.56			
6 ^{eme}	ELU	26.675	0.058	SSA	0.970	2.39			
5 ^{eme}	ELU	24.919	0.054	SSA	0.972	2.23			
4 ^{eme}	ELU	23.004	0.050	SSA	0.974	2.05			
3 ^{eme}	ELU	21.96	0.048	SSA	0.975	1.96			
2 ^{eme}	ELU	18.572	0.040	SSA	0.980	1.65			
1 ^{er}	ELU	16.901	0.042	SSA	0.979	1.50			
RDC	ELU	14.347	0.030	SSA	0.985	1.26			
S.Sol	ELU	11.985	0.026	SSA	0.987	1.05			

Tableau 3) : Ferrailage des poutres secondaires à L'ELU (Aux appuis)

2) En travée :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	$A_{min}(cm^2)$ RPA	ferrailage	A_s adoptée
8 ^{eme}	ELU	8.094	0.018	SSA	0.991	0.71	5,25	3HA12	3.39
7 ^{eme}	ELU	15.137	0.032	SSA	0.984	1.33			
6 ^{eme}	ELU	14.142	0.030	SSA	0.985	1.25			
5 ^{eme}	ELU	12.964	0.028	SSA	0.986	1.14			
4 ^{eme}	ELU	12.15	0.026	SSA	0.987	1.07			
3 ^{eme}	ELU	12.06	0.026	SSA	0.987	1.06			
2 ^{eme}	ELU	10.469	0.022	SSA	0.989	0.92			
1 ^{er}	ELU	8.416	0.018	SSA	0.991	0.73			
RDC	ELU	14.347	0.030	SSA	0.985	1.26			
S.Sol	ELU	11.985	0.026	SSA	0.987	1.05			

Tableau 4) : Ferrailage des poutres secondaires à L'ELU(En travée)

Vérifications à L'ELU :**a) Justification de l'effort tranchant :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\text{- Poutres principales} \quad \tau_u = \frac{246.89 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.43} = 1.64 \text{ MPa.}$$

$$\text{- Poutres secondaires} \quad \tau_u = \frac{141.41 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 1.43 \text{ MPa.}$$

b) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

La fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (0.2 \times 25 / 1.5; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{- Poutres principales} \quad \tau_u = 1.64 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{- Poutres secondaires} \quad \tau_u = 1.43 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2V_u}{ba} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{3.75 \times V_u}{b f_{c28}} < a \leq 0.9 d$$

Sens X :

$$V_u = 141.41 \leq 0.267 \times b \times a \times f_{c28} = 0.267 \times 300 \times 0.9 \times 330 \times 25 \times 10^{-3} = 594.74 \text{ KN.}$$

Sens Y :

$$V_u = 246.89 \leq 0.267 \times b \times a \times f_{c28} = 0.267 \times 300 \times 0.9 \times 430 \times 25 \times 10^{-3} = 774.96 \text{ KN}.$$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91 Art A.6.1, 3) :

$$\tau_{se} = \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrite à la section droite des barres .

Sens X :

$$3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 \longrightarrow \sum U_i = 22.6 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{141.41 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 226} = 2.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Sens Y :

$$3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 \longrightarrow \sum U_i = 24.5 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{246.89 \times 10^3}{0.9 \times 430 \times 204} = 3.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de la longueur d'encrage (B.A.E.L Art : A.6.1, 221)

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times 0.6 \psi f_{t28}^2} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 1.6 \times 1.5 \times 2.1^2} = 49.38 \text{ cm}.$$

$$\text{Pour les HA12 : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times 0.6 \psi f_{t28}^2} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 1.6 \times 1.5 \times 2.1^2} = 42.32 \text{ cm}.$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $(0.4 l_s)$ pour les barres à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA14 : } L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}.$$

Pour les HA12 : $L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$.

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est de (40ϕ) en Zone II a)

Pour les HA14 : $L_s = 40 \times 1.56 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $L_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Poutres principales de $(35 \times 45) \text{ cm}^2$: $A_{\min} = 0.23 \times 35 \times 43 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 < 4.62 \text{ cm}^2$

⇒ Condition vérifiée

Poutres secondaires de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 < 3.39 \text{ cm}^2$

⇒ Condition vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}.$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens y-y : $\rho_1 = \frac{100 \times 4.62}{35 \times 43} = 0.307$; $\sigma_s = \frac{9.546 \times 10^3}{0.913 \times 43 \times 4.62} = 52.63 \text{ MPa} .$;

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; $\sigma_{bc} = \frac{52.63}{42.47} = 1.23 \text{ MPa} .$

1) Aux appuis

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8 ^{eme}	9.546	4.62	0.307	0.913	42.47	52.63	1.23	15	vérifiée
7 ^{eme}	13.33					73.49	1.73	15	vérifiée
6 ^{eme}	11.976					66.02	1.55	15	vérifiée
5 ^{eme}	10.14					55.90	1.31	15	vérifiée
4 ^{eme}	8.872					48.91	1.15	15	vérifiée
3 ^{eme}	8.636					47.61	1.12	15	vérifiée
2 ^{eme}	7.22					39.80	0.93	15	vérifiée
1 ^{er}	7.531					41.42	0.97	15	vérifiée
RDC	10.397					57.32	1.34	15	vérifiée
S.Sol	29.784					164.21	3.96	15	vérifiée

Tableau 5) : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

2) En travée

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8 ^{eme}	18.987	4.62	0.307	0.913	42.47	104.68	2.46	15	vérifiée
7 ^{eme}	27.80					153.27	3.60	15	vérifiée
6 ^{eme}	25.143					138.62	3.26	15	vérifiée
5 ^{eme}	22.119					121.95	2.87	15	vérifiée
4 ^{eme}	19.08					105.19	2.47	15	vérifiée
3 ^{eme}	17.789					98.07	2.30	15	vérifiée
2 ^{eme}	15.253					84.09	1.97	15	vérifiée
1 ^{er}	13.11					72.28	1.70	15	vérifiée
RDC	10.928					60.25	1.41	15	vérifiée
S.Sol	12.915					71.20	1.67	15	vérifiée

Tableau 6) : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS.

Sens x-x :
1) En travée

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8 ^{eme}	5.909	3.39	0.342	0.909	39.95	58.11	1.45	15	vérifiée
7 ^{eme}	11.619					114.26	2.86	15	vérifiée
6 ^{eme}	10.372					101.10	2.53	15	vérifiée
5 ^{eme}	9.706					95.45	2.39	15	vérifiée
4 ^{eme}	8.90					87.52	2.19	15	vérifiée
3 ^{eme}	8.829					86.82	2.17	15	vérifiée
2 ^{eme}	7.66					75.33	1.88	15	vérifiée
1 ^{er}	6.169					60.66	1.52	15	vérifiée
RDC	6.34					62.35	1.56	15	vérifiée
S.Sol	13.616					133.90	3.35	15	vérifiée

Tableau 7) : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS.

2) Aux appuis

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
8 ^{eme}	14.075	3.39	0.342	0.909	39.95	138.41	3.46	15	vérifiée
7 ^{eme}	20.901					205.54	5.14	15	vérifiée
6 ^{eme}	19.515					191.91	4.80	15	vérifiée
5 ^{eme}	18.224					179.31	4.49	15	vérifiée
4 ^{eme}	16.811					165.32	4.15	15	vérifiée
3 ^{eme}	16.043					157.76	3.95	15	vérifiée
2 ^{eme}	14.289					140.51	3.52	15	vérifiée
1 ^{er}	12.319					121.14	3.03	15	vérifiée
RDC	10.42					102.47	2.56	15	vérifiée
S.Sol	8.458					83.17	2.08	15	vérifiée

Tableau 8) : Vérification du ferrailage des poutres secondaires Aux appuis à l'ELS.

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.

Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{Sens longitudinal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3650}{500} = 7.3 \text{ mm}$$

$$\text{Sens transversal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4750}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage

d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho} ; \quad \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau 9) : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires sens x-x

Niveaux	Ms (KN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	As (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f(mm)
8 ^{eme}	5.909	3650	10818.87	35	3.39	0.007	1.20	26.81	0	119404.21	144479.09	0.50
7 ^{eme}	11.619							52.72				0.99
6 ^{eme}	10.372							47.06				0.88
5 ^{eme}	9.706							44.04				0.82
4 ^{eme}	8.90							40.38				0.76
3 ^{eme}	8.829							40.06				0.75
2 ^{eme}	7.66							34.75				0.65
1 ^{er}	6.169							27.99				0.52
RDC	6.34							28.77				0.54
S.Sol	13.616							61.78				1.57

Tableau 10) : Vérification de la flèche dans les poutres principales sens y-y

Niveaux	Ms (KN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	As (cm ²)	ρ	λ_v	σ_s (Mpa)	μ	Io (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f(mm)
8 ^{eme}	9.546	4750	10818.87	45	4.62	0.003	2.8	26.81	0	294904.57	324395.03	0.61
7 ^{eme}	13.33							52.72				0.86
6 ^{eme}	11.976							47.06				0.77
5 ^{eme}	10.14							44.04				0.65
4 ^{eme}	8.872							40.38				0.57
3 ^{eme}	8.636							40.06				0.55
2 ^{eme}	7.22							34.75				0.46
1 ^{er}	7.531							27.99				0.48
RDC	10.397							28.77				0.67
S.Sol	29.784							61.78				1.91

Conclusion : la flèche est vérifiée

Calculer des armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de section des armatures longitudinales. On utilise le plus souvent les aciers de nuance feE235 et on considère la section la plus sollicitée pas l'effort tranchant

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

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

$b_0 = 35cm$: largeur de la section du béton

$h : 45cm$: hauteur de la section du béton

$\phi_l : 14cm$: le plus grand diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{10}; 1.40; \frac{45}{35} \right) cm$$

Soit : $\phi_t = 8mm$

La section totale des aciers transversaux est la suivante :

$$A_t = 4 \left(\frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \right) = 2.01 cm^2$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier en $\phi = 8$ soit $A_t = 4HA 8 = 2.01 cm^2$

A) Calcul des espacements :

L'espacement entre les cadres est comme suite :

Selon le B.A.E.L 91 Art (A.5.2 ,22)

$$S_t \leq \min \left(8.9d; 40 cm \right) \iff S_t \leq \min \left(8.7; 40 cm \right)$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 - 0.3 \times k \times f_{t28}} = \frac{0.8 \times 2.01 \times 235}{35 - 0.3 \times 1 \times 2.1} = 33.74 cm$$

Selon le RPA :

$$\text{Zone nodal (appuis)} : S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_L \right)$$

- Poutre principale de (35 × 45) : $S_t = 12 \text{ cm}$
- Poutre principale de (30 × 35) : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante (travée)} : S_t \leq \frac{h}{2}$$

- Poutre principale de (35 × 45) : $S_t = 20 \text{ cm}$
- Poutre principale de (30 × 35) : $S_t = 20 \text{ cm}$

B) Détermination de la zone nodale

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

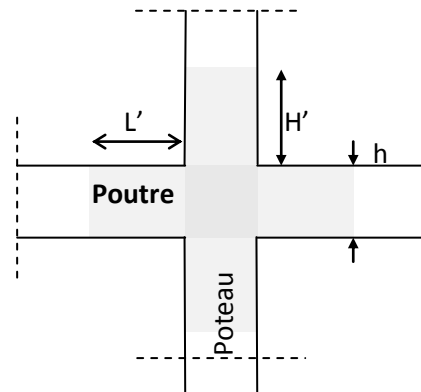
b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 59.37 ; 45 ; 35 ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires.



Délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

A. Armatures transversales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

D) Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

$\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII.3) Ferraillages des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion

«M » dans les deux sens longitudinal et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations

les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (type FeE400)		
	γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

Tableau (VII. 1) : Caractéristiques mécanique des matériaux.

VII.3.1) Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

E L U 1,35 G + 1,5 Q

E L S G + Q

Selon RPA 99 révisé en 2003 (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

Effort normal maximal et le moment correspondant. (N_{max} : M correspondant)

Effort normal minimal et le moment correspondant. (N_{min} : M correspondant)

Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. (M_{max} : N correspondant)

VII.3.2) Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 pour la zone IIa :

a) Armature longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zone nodales (zones critiques).
- La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$(h_1 ; b_1)$: section de poteau

h_e : hauteur d'étage

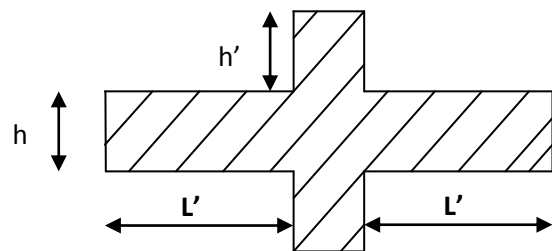


Fig.(VII.1) : Zone nodale des poteaux

VII.3.3) Ferraillage longitudinal :**Ferraillage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :**

Le pourcentage minimale de l'acier sera de 0.8% .

Etage	S/Sol - RDC	Du 1 ^{er} au 3 ^{eme}	4 ^{eme} au 8 ^{eme}
A _{min} (cm ²)	19.8	16	12.60

Tableau (VII. 2) : Ferraillage minimal de l'acier.

Ferraillage maximum :

Le pourcentage maximal de l'acier sera de : 4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

Zone courante:

Etage	S/Sol - RDC	Du 1 ^{er} au 3 ^{eme}	4 ^{eme} au 8 ^{eme}
A _{min} (cm ²)	99	80	63

Tableau (VII.3): Ferraillage maximum « Zone courante »

Zone de recouvrement

Etage	S/Sol - RDC	Du 1 ^{er} au 3 ^{eme}	4 ^{eme} au 8 ^{eme}
A _{min} (cm ²)	148.50	120	94.50

Tableau (VII.4): Ferraillage maximum « Zone de recouvrement »

VII.3.3.1) Calcul des armatures longitudinales :**Etape de calcul en flexion composée:**

N : effort de traction

$$- \text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

Alors la section est **partiellement tendue (S.P.T)**.

$$- \text{Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$$

Alors la section est **entièrement tendue (S.E.T)**.

N : effort de compression

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est **partiellement comprimée (S.P.T)**.

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier la condition supplémentaire suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow \text{A}$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow \text{Moment fictif}$$

Si l'égalité est vérifiée, alors la section est **partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_l$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1' $\mu_l = 0.392$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est **entièrement comprimée** ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante:

$$N_u (d - c) - M_f > (0.5 h - c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow \text{B}$$

✓ Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_1' = \frac{M - (0.5 h - c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

- ✓ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}} + \frac{M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

- Le calcul de ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Niveau <i>x</i>	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Sens	Section <i>n</i> (bxh) (cm ²)	Obs	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage
Du4 ^{eme} Au 8 ^{eme}	N _{max} = - 407.27	7.53	X-X	35x45	SET	5.33	6.01	12.6	8HA16 = 16.08 cm ²
	N _{nin} = -14.36	5.732			SET	0.4	0.53		
	N _{cor} = -99.48	-20.161			SET	2.84	0.02		
	N _{max} = - 407.27	3.277	Y-Y		SET	5.62	5.92		
	N _{nin} = -14.36	-0.491			SET	0.24	0.17		
	N _{cor} = -59.93	18.146			SET	0	2.12		
Du 1 ^{er} Au 3 ^{eme}	N _{max} = - 809.02	-7.782	X-X	40x50	SET	9.07	10.18	16	4HA20+8HA 16 = 28.64 cm ²
	N _{nin} = -217.66	3.766			SET	2.89	3.36		
	N _{cor} = -330.94	14.07			SET	3.88	5.64		
	N _{max} = - 809.02	2.129	Y-Y		SET	10.15	10.24		
	N _{nin} =-217.66	0.442			SET	3.10	3.16		
	N _{cor} = -327.27	12.924			SET	3.9	5.51		
S/Sol Et RDC	N _{max} = - 913.81	- 9.003	X-X	45x55	SET	13.64	12.63	19.8	4HA25+8HA 16 = 37.72 cm ²
	N _{nin} = -175.56	1.021			SET	2.47	2.58		
	N _{cor} = -717.29	11.871			SET	9.64	10.98		
	N _{max} = - 913.81	1.227	Y-Y		SET	13.07	13.21		
	N _{nin} = -175.56	-2.998			SET	2.69	2.35		
	N _{cor} = -551.65	10.624			SET	7.33	8.53		

Tableau (VII.5): Ferrailage des poteaux.

VII.3.3.2) Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison Sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{Ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

L_f : La longueur de flambement du poteau.

$$\text{On a : } \lambda_g = 408/55 = 7.42 > 5 \quad \longrightarrow \quad \rho_b = 0.075$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

Poteaux (45 x 55) :

$$\text{Sens X : } \tau_{bu} = \frac{3.87}{450 \times 530} = 1.6 \times 10^{-5} \text{ MPa .}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{5.22}{450 \times 530} = 2.1 \times 10^{-5} \text{ MPa .}$$

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Poteaux (40 x 50) :

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{10.17}{400 \times 480} = 5.29 \times 10^{-5} \text{ MPa .}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{7.37}{400 \times 480} = 3.84 \times 10^{-5} \text{ MPa .}$$

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$$

Condition vérifiée.

Poteaux (35x 45) :

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{13.21}{350 \times 430} = 8.77 \times 10^{-5} \text{ MPa .}$$

$$\text{Sens Y : } \tau_b = \frac{24.75}{350 \times 430} = 1.64 \times 10^{-4} \text{ MPa .}$$

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$$

Condition vérifiée.

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont admissibles

VII.3.3.3) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ Pour les aciers à haute adhérence.}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA20 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 25 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2.5 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 88.18 \text{ cm}$$

VII.3.3.4) Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les HA16 :

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Pour les HA20 :

$$L = 40 \times \phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

Pour les HA25 :

$$L = 40 \times \phi = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm.}$$

VII.3.4) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VII.3.4.1) Diamètre des armatures : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l^{max}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \Phi_t = 10 \text{ mm .}$$

Φ_t : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales seront encadrées par deux cadres en $\phi 10$. Soit ($A_t = 1.56 \text{ cm}^2$)

VII.4.2) Calcul des espacements :

- **L'espacement des armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm}) = \min(15 \times 1.6, 40 \text{ cm}, 55 \text{ cm})$$

Avec a : est la petite dimension du poteau.

$$S_t \leq 24 \quad \text{Soit: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e} \quad \text{RPA99(mod 2003) art 7.4.2.2}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

Remarque :

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

- Elancement géométrique du poteau :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

L_f : La longueur de flambement des poteaux ($L_f = 0.707 l_0$).

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

l_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau [(b-c) x (h-c')].

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3 / 12$) par rapport à l'axe faible.

Application numérique :

$$L_f = 0.707 L_0 = 0.707 \times 4.08 = 2.88 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{0.006 / 0.25} = 0.15$$

$$\lambda_g = \frac{0.707 \times 4.08}{0.15} = \frac{2.88}{0.15} = 19.2$$

λ : est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_a sera pris égal à 2.50

La section d'armature transversal égal à $A_t = 2.34 \text{ cm}$.

L'effort tranchant max est égale à $V_u = 88.65 \text{ Kn}$

$$S_t = \frac{A_t h_f f_e}{\rho V_u} = \frac{234 \times 550 \times 400 \times 10^{-1}}{2.5 \times 88.65 \times 10^3} = 23.23 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

- **Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003)..... [2] :**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement << S_t >> des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.6, 15 \text{ cm}) = 16 \text{ cm.}$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante:

$$S_t \leq (15\phi_L^{\min}) = 24 \text{ cm.}$$

On adopte $St = 15 \text{ cm}$.

VII.3.4.3) Quantité d'armatures transversales minimales du RPA :

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3 \% . S_t . b$$

Poteaux S/Sol et RDC :

$$A_{min}=0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Poteaux 1^{er} au 3^{eme} étage :

$$A_{min}=0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 1.56 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Poteaux 4^{eme} au 8^{eme} étage :

$$A_{min}=0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 1.56 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.5) Vérification à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n A_u \frac{l_c - c'}{b} + 6n A_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n A_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n A_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul $\Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \sqrt{\Delta - q}$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \operatorname{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = \operatorname{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad y_2^3 = \operatorname{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_2 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15 \left[A_s (h - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2 \right]$$

Finalemt la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15 [A_s + A'_s]$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0.5h - d') + A_s (h - 0.5h)}{bh + 15 [A_s + A'_s]}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s (h - 0.5h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} e_s - X_G \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max \sigma_{sup} ; \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Exemple de vérification :

1^{er} cas : SEC

$N_{max} = 297.39 \text{ KN.m}$; $A_s = 5.33 \text{ cm}^2$; $A_s' = 6.38 \text{ cm}^2$; $e_s = 1.79 \text{ cm}$

$$S = (35 \times 45) + 15 \times 5.33 + 6.38 \times 1750.65 \text{ cm}^2.$$

$$X_G = 15 \frac{6.38 \times 0.5 \times 45 - 43 \times 5.33 \times 43 - 0.5 \times 45}{(35 \times 45) + 15 \times 5.33 + 6.38} = -2.06 \text{ cm}.$$

$$\sigma_{sup} = \frac{297.39 \times 10^3}{175065} + \frac{297.39 \times 10^3 \times 1.79 - 2.06 \left(\frac{45}{2} - 2.06 \right)}{3.65 \times 10^5} = 2.79 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{inf} = \frac{297.39 \times 10^3}{175065} - \frac{297.39 \times 10^3 \times 1.79 + 2.06 \left(\frac{45}{2} - 2.06 \right)}{3.65 \times 10^6} = 1.19 \text{ MPa}.$$

En fin ; on vérifie : $\max \sigma_{sup} = 2.79 \text{ MPa}$; $\sigma_{inf} = 1.19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$.
 \Rightarrow Condition vérifiée .

2^{eme} cas: SPC

$N_{min} = 10.6 \text{ KN.m}$; $e = 39.69 \text{ cm}$; $A_s = 0.4 \text{ cm}^2$; $A_s' = 0.53 \text{ cm}^2$.

$$y_1 = y_2 + l_c$$

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$\text{Avec : } l_c = \frac{45}{2} - 39.69 = -17.19 \text{ cm}.$$

$$p = -3 \times 17.19^2 - 6 \times 15 \times 0.53 \frac{-17.19 - 2}{35} + 6 \times 15 \times 0.4 \frac{43 + 17.19}{35} = -798.42 \text{ cm}.$$

$$q = -2 \times (-17.19)^3 - 6 \times 15 \times 0.53 \frac{(-17.19 - 2)^2}{35} - 6 \times 15 \times 0.4 \frac{(43 + 17.19)^2}{35} = 5930.93 \text{ cm}.$$

$$\Delta = 5930.93^2 + \frac{4 \times (-798.42)^3}{27} = -4.02 \times 10^7 < 0 \Rightarrow \text{L'équation admet trois racines.}$$

$$\alpha = \arccos \left(\frac{3 \times 5930.93}{2 \times (-798.42)} \times \sqrt{\frac{-3}{-798.42}} \right) = 1.24 \quad a = 2 \sqrt{\frac{798.42}{3}} = 32.63.$$

$$y_1^1 = 32.63 \cos \left(\frac{1.42}{3} \right) = 32.63 \quad ; \quad y_2^2 = 32.63 \cos \left(\frac{1.42}{3} + \frac{2\pi}{3} \right) = 32.60 \quad ;$$

$$y_2^3 = 32.63 \cos \left(\frac{1.42}{3} + \frac{4\pi}{3} \right) = 32.52$$

$$\text{Donc } y_1 = 32.60 - 17.19 = 15.41$$

$$I = \frac{35 \times 15.41^3}{3} + 15 \times 15.41 \times (-15.41)^2 + 0.53 \times (-15.41 - 41)^2 = 52466.10$$

Enfin la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{32.63 \times 10.6 \times 10^2}{52466.10} \times 15.41 = 0.65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

Les tableaux qui suivent résumes tous les résultats de calcul concernant la vérification à l'ELS :

• Sens longitudinal :

Niv	Effort Normal (KN.m)	Moment (KN.m)	Section (b x h) (cm ²)	e (cm)	h/6 (cm)	Nature	$\sigma_{b\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{a\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{a\ inf}$ (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Du4^{em} <i>e</i> Au 8^{eme}	N _{max} = 297.39	5.326	35x45	1.79	7.50	SEC	2.79	1.19	15	30.2	20.6	348	C.V
	N _{nin} = 10.6	4.207		39.69		SPC	0.65	0		5.87	-10.2		C.V
	N _{cor} = 73.19	14.774		20.18		SPC	1.60	0		22.1	-17.1		C.V
Du1^{er} Au 3^{eme}	N _{max} = 590.6	-5.781	40x50	0.98	8.33	SEC	2.31	2.81	15	34.9	41.8	348	C.V
	N _{nin} =160.34	2.779		1.73		SEC	0.81	0.57		12.1	8.76		C.V
	N _{cor} = 243.44	10.267		4.22		SEC	0.15	0.61		21.9	9.71		C.V
RDC Et S/Sol	N _{max} = 666.36	6.688	45x55	1.004	9.17	SEC	2.51	2.1	15	37.4	31.7	348	C.V
	N _{nin} = 28.76	0.758		0.59		SEC	0.12	0.08		1.82	1.17		C.V
	N _{cor} = 604.32	8.158		1.35		SEC	2.34	1.84		34.9	27.9		C.V

Tableau (VII.6): Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

- Sens transversal :

Niv	Effort Normal (KN.m)	Moment (KN.m)	Section (bxh) (cm ²)	e (cm)	h/6 (cm)	Nature	$\sigma_{b\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{b\ inf}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{a\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{a\ inf}$ (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Du4^{em} Au 8^{eme}	N _{max} = 297.39	2.38	35x45	0.80	7.50	SEC	1.85	1.54	15	27.5	23.3	348	C.V
	N _{nin} = 10.6	-0.358		3.38		SEC	0.04	0.08		0.58	1.23		C.V
	N _{cor} = 73.19	13.256		18.11		SPC	1.44	0		20	-12.60		C.V
Du1^{er} Au 3^{eme}	N _{max} = 590.6	1.518	40x50	0.26	8.33	SEC	2.62	2.49	15	39.3		348	C.V
	N _{nin} =160.34	0.317		0.20		SEC	0.71	0.68		10.6	37.5		C.V
	N _{cor} = 243.44	9.416		3.87		SEC	1.46	0.65		21.4	10.2		C.V
S/Sol Et RDC	N _{max} = 666.36	0.878	45x55	0.14	9.17	SEC	2.33	2.28	15	35	10.2	348	C.V
	N _{nin} = 128.76	-2.192		1.70		SEC	0.38	0.51		5.74	7.62		C.V
	N _{cor} = 604.32	7.592		1.26		SEC	2.32	1.86		34.6	28.1		C.V

Tableau (VII.7): Vérification des contraintes dans le sens transversal.

VII.3.6) Condition de non fragilité : (Art A.4.2, 1 /BAEL91 modifiée 99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale a la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0.23 x f_{t28} x b d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right]$$

Niveau <i>x</i>	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Sens	Section <i>n</i> (bxh) (cm ²)	<i>e_s</i>	<i>A_{min}</i> (cm ²)	<i>A_{adopté}</i> (cm ²)	Obs
Du 4^{eme} Au 8^{eme}	N _{max} = 297.39	5.326	X-X	35x45	1.79	5.24	35.72	CV
	N _{nin} = 10.6	4.207			39.68	1.02		
	N _{cor} = 73.19	14.774			20.18	0.09		
	N _{max} = 297.39	2.38	Y-Y		0.8	4.77		
	N _{nin} = 10.6	-0.358			3.37	6.43		
	N _{cor} = 73.19	13.256			18.11	0.26		
Du 1^{er} Au 3^{eme}	N _{max} = 590.6	-5.781	X-X	40x50	0.97	6.12	28.64	CV
	N _{nin} =160.34	2.779			1.73	6.52		
	N _{cor} = 243.44	10.267			4.21	8.75		
	N _{max} = 590.6	1.518	Y-Y		0.257	5.81		
	N _{nin} =160.34	0.317			0.19	5.78		
	N _{cor} = 243.44	9.416			3.86	8.31		
S/Sol Et RDC	N _{max} = 666.36	-6.688	X-X	45x55	1.00	7.56	16.08	
	N _{nin} = 28.76	0.758			2.63	8.82		
	N _{cor} = 604.32	8.158			1.34	7.75		
	N _{max} = 666.36	0.878	Y-Y		0.13	7.14		
	N _{nin} = 128.76	-2.192			1.70	7.96		
	N _{cor} = 604.32	7.592			01.25	7.70		

Tableau (VII.8) : Vérification de la condition de non fragilité.

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

- Poteaux (45x55) :
4HA25+8HA16
- Poteaux (40x50) :
4HA20+8HA16
- Poteaux (35x45) :
8HA16
- Pour les armatures transversales on opte pour les HA10.

VII.4) Ferraillage des voiles :

VII.4.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

le calcul du ferraillage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

VII.4.2) Ferraillage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

a) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : la section du béton, $B = L \times e$

L : la longueur de voile.

e : épaisseur de voile.

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier, $V = V' = \frac{L}{2}$

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

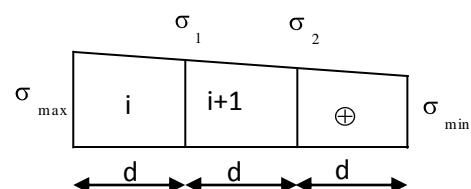
L_t : longueur tendue.

b) Les efforts normaux :

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

- Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_i}{2} \times d \times e$$



Fig(VII.4.1) le diagramme des contraintes d'une Section entièrement comprimée.

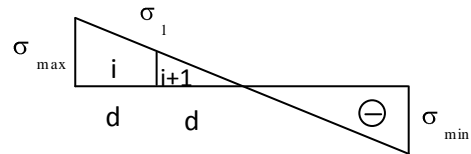
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec e : épaisseur du voile

- Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

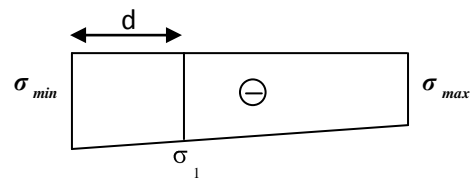
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



fig(VII.4.2) le diagramme des contraintes d'une Section partiellement comprimée

- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



Fig(VII.4.3) le diagramme des contraintes d'une Section entièrement tendue.

c) Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

Situation durable : $\sigma_s = 348$ Mpa, $f_{bc} = 14,20$ Mpa,

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ Mpa, $f_{bc} = 18,48$ Mpa,

- Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Section entièrement tendue :

d) Armatures minimales :

*Compression simple (Art. A.8.1,2 BAEL91) :

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures ;
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée.

***Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

e) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

- D'après le **BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$
- D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

f) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

g) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003}$$

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

h) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

i) Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

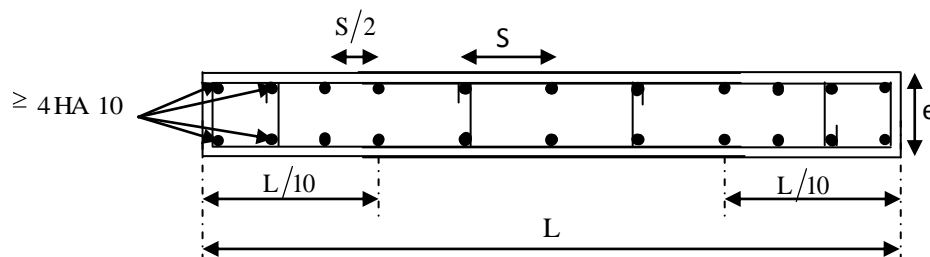
j) Longueur de recouvrement :

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.

k) Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



Fig(VII.4.4) : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.4.3) Vérification :

A. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort : $N_{ser} = G + Q$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

• D'après le RPA 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 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII.4.4) Exemple de calcul :

On choisit le voile le plus sollicité, puis on adopte le même ferraillage pour toute la structure.
Soit à Ferrailler le voile transversal **V1-V7** :

Caractéristiques géométriques :

$L = 2.60 \text{ m}$, $e_p = 20 \text{ cm}$, $B = 0.52 \text{ m}$, $I = 0,292 \text{ m}^4$, $V = V' = 1.30 \text{ m}$.

Zone I:**a) Calcul des contraintes :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= 1756.51 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} &= -3912.33 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right\} \quad \text{Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

b) Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{(L_t - d_1)}{L_t} = 3912.33 \times \frac{(1.79 - 0.897)}{1.79} = 1951.79 \text{ MPa}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} e \times d_1 = \frac{3912.33 + 1951.79}{2} \times 0.2 \times 0.897 = 526.52 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} e \times d_2 = \frac{1951.79}{2} \times 0.2 \times 0.897 = 175.505 \text{ KN}$$

c) Détermination des sections d'armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{526.52}{400} \times 10 = 13.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{f_e} = \frac{175.505}{400} \times 10 = 4.39 \text{ cm}^2$$

Détermination des armatures de couture :

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = 1.4 V_u = 1.4 \times 30.01 = 42.15 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{42.15}{400} \times 10 = 1.16 \text{ cm}^2$$

Détermination des sections d'armatures verticales totales par nappe :

$$A_{1 / \text{nappe}} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 13.16 + \frac{1.16}{4} = 13.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{2 / \text{nappe}} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.39 + \frac{1.16}{4} = 4.39 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage sera réalisé symétriquement pour chaque bande càd :

$$A_1 = 2(6\text{HA}12) = 13.65 \text{ cm}^2 ; \text{ avec } D = \frac{S_t}{4} = 15 \text{ cm}$$

$$A_2 = 2(6\text{HA}10) = 6.24 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

d) Armatures horizontales :

$$A_{H/\text{nappe}} = \frac{A_{vt}}{4} = \frac{19.89}{4} = 4.97 \text{ cm}^2 ,$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_{vt}}{4} ; 0.15 \% B \right\} = \max \left\{ \frac{19.89}{4} ; 7.8 \right\} = 7.8 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage sera réalisé symétriquement pour chaque bande càd :

$$2(3\text{HA}10) = 7.85 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 20 \text{ cm}$$

e) Les armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm²) par m²

Pour les potelets :

Vu que la section d'armatures doit dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

f) Vérifications des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A_{vt}} = \frac{2124.88 \times 10^3}{0.52 \times 10^3 + 15 \times 19.89 \times 10^2} = 3.86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{42.15 \times 10^3}{0.2 \times 10^3 \times 0.9 \times 2.6 \times 10^3} = 0.09 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 L$)

L :longuere

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 42.15 \times 10^3}{0.2 \times 10^3 \times 0.9 \times 2.6 \times 10^3} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

Tableau VII.4.1) ferrailage des voiles longitudinaux V8-V11 :

Zones				Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)			0.8	0.8	0.8
	e (m)			0.2	0.2	0.2
	B (m)			0.16	0.16	0.16
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} [KN/m^2]$			2371.29	14.81	706.91
	$\sigma_{min} [KN/m^2]$			-4929.27	-2484.21	-1772.95
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC
	Vu (kN)			24.73	19.9	10.81
	Lt(m)			0.54	0.80	0.57
	Lc(m)			0.26	0.00	0.23
	d (m)			0.270	0.398	0.286
	$\sigma_1 [KN/m^2]$			2464.635	1242.105	886.475
	N (kN)	N1		199.69	148.17	76.05
		N2		66.564	49.390	25.351
	Av (cm²)	Av1		4.99	3.70	1.90
		Av2		1.66	1.23	0.63
	Avj (cm²)			0.95	0.77	0.42
	A (cm²)	A1=Av1+Avj/4		5.23	3.90	2.01
		A2=Av2+Avj/4		1.66	1.43	0.74
	Amin (cm²)			2.84	4.18	3.00
	Av adopté (cm²)	Bonde1		6.78	2.26	3.12
		Bonde 2		2.26	3.12	2.26
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1		2×3HA12	2×2HA12	2×2HA12
		Bonde 2		2×2HA12	2×2HA12	2×2HA12
	St (cm)	Bonde1		10	20	15
		Bonde 2		14	20	15
	AHmin=0.0015*B (cm2)/bande			2.4	2.4	2.4
	AH /nappe (cm²)			3.12	2.69	2.69
	Choix des barres/nappe (cm²)			4HA10/nappe	3HA10/nappe	3HA10/nappe
	ep =20cm			(A=2.34)	(A=2.34cm²)	(A=2.34cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	$\bar{\tau}_u = 25$ MPa	τ_u	0.172	0.138	0.075
		$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0.240	0.193	0.105
		Ns		-2577.65	-2210.3	-1394.55
	ELS	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	14.85	12	7.57

Tableau VII.4.2) ferrailage du voile longitudinal V9:

Zones			Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		1	1	1	
	e (m)		0.2	0.2	0.2	
	B (m)		0.2	0.2	0.2	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} [KN/m^2]$		1752.78	1326.49	568.87	
	$\sigma_{min} [KN/m^2]$		-3818.32	-3157.17	-1514.38	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	Vu (kN)		11.42	20.39	10.2	
	Lt(m)		0.69	0.70	0.73	
	Lc(m)		0.31	0.30	0.27	
	d (m)		0.343	0.352	0.363	
	$\sigma_I [KN/m^2]$		1909.160	1578.585	757.190	
	N (kN)	N1	196.27	166.73	82.56	
		N2	65.425	55.578	27.521	
	Av (cm²)	Av1	4.91	4.17	2.06	
		Av2	1.64	1.39	0.69	
	Avj (cm²)		0.44	0.79	0.39	
	A (cm²)	A1=Av1+Avj/4	5.02	4.36	2.16	
		A2=Av2+Avj/4	1.64	1.59	0.79	
	Amin (cm²)		3.60	3.70	3.82	
Av adopté (cm²)	Bonde1	3.39	6.78	3.12		
	Bonde 2	3.12	3.12	3.12		
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 \times 3HA12	2 \times 3HA12	2 \times 3HA10	
		Bonde 2	2 \times 2HA12	2 \times 2HA12	2 \times 2HA10	
	St (cm)	Bonde1	18	12	19	
		Bonde 2	18	18	29	
	AHmin=0.0015*B (cm2)/bande		3	2.11	2.18	
	AH /nappe (cm²)		0.85	1.70	0.78	
	Choix des barres/nappe (cm²)		2HA10/nappe	2HA10/nappe	2HA10/nappe	
	ep =20cm		(A=1.56cm²)	(A=1.56cm²)	(A=1.56cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	$\bar{\tau}_u$ =25 MPa	τ_u	0.063	0.113	0.057
		$\bar{\tau}_b$ =5 MPa	τ_b	0.089	0.159	0.079
		Ns (kN)	-2190.65	-1164.81	-1185.74	
	ELS	$\bar{\sigma}_{bc}$ =15 MPa	σ_b	14.33	13.36	8.75

Tableau VII.4.3) ferrailage du voile longitudinal V10:

Zones				Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)			1.6	1.6	1.6
	e (m)			0.2	0.2	0.2
	B (m)			0.32	0.32	0.32
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]			1874.49	1789.35	706.91
	σ_{min} [KN/m ²]			-4126	-3712.37	-1772.95
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)			15.71	6.78	25.42
	L _t (m)			1.10	1.08	1.14
	L _c (m)			0.50	0.52	0.46
	d (m)			0.550	0.540	0.572
	σ_I [KN/m ²]			2063.000	1856.185	886.475
	N (kN)	N ₁		340.45	300.60	152.11
		N ₂		113.483	100.199	50.702
	A _v (cm ²)	A _{v1}		8.51	7.51	3.80
		A _{v2}		2.84	2.50	1.27
	A _{vj} (cm ²)			0.60	0.26	0.98
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4		8.66	7.58	4.05
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4		2.84	2.57	1.51
	A _{min} (cm ²)			5.78	5.67	6.01
A _{v adopté} (cm ²)	Bonde1		9.04	4.52	4.52	
	Bonde 2		4.52	3.12	3.12	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1		2 \times 4HA12	2 \times 2HA12	2 \times 2HA12
		Bonde 2		2 \times 2HA12	2 \times 2HA12	2 \times 2HA12
	S _t (cm)	Bonde1		14	27	29
		Bonde 2		28	27	29
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande			3.30	3.24	3.43
	A _H /nappe (cm ²)			2.26	1.13	1.13
	Choix des barres/nappe (cm ²)			4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
	ep =20cm			(A=3.14cm ²)	(A=3.14cm ²)	(A=3.14cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	$\bar{\tau}_u$ =25 MPa	τ_u	0.055	0.024	0.088
		$\bar{\tau}_b$ =5 MPa	τ_b	0.076	0.033	0.124
		N _s (kN)		-1298.27	-1087.61	-672.96
	ELS	$\bar{\sigma}_{bc}$ =15 MPa	σ_b	3.84	3.24	2.04

Tableau VII.4.4) ferrailage des voiles transversaux V1-V7 :

Zones				Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)			2.6	2.6	2.6
	e (m)			0.2	0.2	0.2
	B (m)			0.52	0.52	0.52
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} [KN/m^2]$			1756.51	739.08	268.08
	$\sigma_{min} [KN/m^2]$			-3912.33	-2706.51	-1227.66
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC
	Vu (kN)			30.01	10.13	7.64
	Lt(m)			1.79	2.04	2.13
	Lc(m)			0.81	0.56	0.47
	d (m)			0.897	1.021	1.067
	$\sigma_I [KN/m^2]$			1956.165	1353.255	613.830
	N (kN)	N1		526.52	414.56	196.49
		N2		175.505	138.188	65.496
	Av (cm²)	Av1		13.16	10.36	4.91
		Av2		4.39	3.45	1.64
	Avj (cm²)			1.16	0.39	0.29
	A (cm²)	A1=Av1+Avj/4		13.45	10.46	4.99
		A2=Av2+Avj/4		4.39	3.55	1.71
	Amin (cm²)			9.42	10.72	11.20
	Av adopté (cm²)	Bonde1		13.56	11.3	6.24
Bonde 2		6.24	6.24	4		
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1		2X6HA12	2✕5HA12	2 ✕ 4HA10
		Bonde 2		2✕4HA12	2 ✕4HA12	2 ✕4HA10
	St (cm)	Bonde1		15	21	26
		Bonde 2		22	22	22
	AHmin=0.0015*B (cm2)/bande			7.8	6.13	6.40
	AH /nappe (cm²)			7.85	2.83	1.56
	Choix des barres/nappe (cm²)			5HA10/nappe	3HA12/nappe	4HA12/nappe
	ep =20cm			(A=3.39cm²)	(A=3.39cm²)	(A=3.39cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal			4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	$\bar{\tau}_u$ =25 MPa	τ_u	0.12	0.022	0.016
		$\bar{\tau}_b$ =5 MPa	τ_b	0.090	0.030	0.023
		Ns		-2124.88	-863.12	-386.71
	ELS	$\bar{\sigma}_{bc}$ =15 MPa	σ_b	3.86	2.53	1.17

Tableau VII.4.5) ferrailage des voiles transversaux V2-V5-V6 :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.3	1.3	1.3
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.26	0.26	0.26
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]		916.17	165.07	757.32
	σ_{min} [KN/m ²]		-3366.98	-2604.98	-1919.47
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		55.3	12.84	22.71
	L_t (m)		1.02	1.22	0.93
	L_c (m)		0.28	0.08	0.37
	d (m)		0.511	0.611	0.466
	σ_1 [KN/m ²]		1683.490	1302.490	959.735
	N (kN)	N_1	258.06	238.85	134.20
		N_2	86.020	79.617	44.733
	A_v (cm ²)	A_{v1}	6.45	5.97	3.36
		A_{v2}	2.15	1.99	1.12
	A_{vj} (cm ²)		2.13	0.49	0.87
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	6.98	6.09	3.57
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	2.15	2.11	1.34
	A_{min} (cm ²)		5.37	6.42	4.89
	A_v adopté (cm ²)	Bonde 1	9.04	6.78	4.68
		Bonde 2	4.52	4.68	3.12
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde 1	2 \times 4HA12	2 \times 3HA12	2 \times 3HA12
		Bonde 2	2 \times 2HA12	2 \times 3HA12	2 \times 2HA12
	S_t (cm)	Bonde 1	13	21	16
		Bonde 2	26	21	24
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		3.07	3.67	2.80
	A_H /nappe (cm ²)		2.26	1.70	1.17
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
Vérification des contraintes	$ep = 20cm$		($A=3.14cm^2$)	($A=3.14cm^2$)	($A=3.14cm^2$)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	$\bar{\tau}_u = 25$ MPa	τ_u	0.236	0.055
		$\bar{\tau}_b = 5$ MPa			
	ELS	N_s (kN)	σ_b	-291.06	-875.04
		$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa			

Tableau VII.4.6) ferrailage des voiles transversaux V3-V4 :

Zones				Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)			1.8	1.8	1.8
	e (m)			0.2	0.2	0.2
	B (m)			0.36	0.36	0.36
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max} [KN/m^2]$			1251.9	673.51	385.46
	$\sigma_{min} [KN/m^2]$			-3635.93	-2827.36	-1419.34
	Nature de la section			SPC	SPC	SPC
	Vu (kN)			10.57	11.27	20.1
	Lt(m)			1.34	1.45	1.42
	Lc(m)			0.46	0.35	0.38
	d (m)			0.669	0.727	0.708
	$\sigma_I [KN/m^2]$			1817.965	1413.680	709.670
	N (kN)	N1		365.13	308.26	150.69
		N2		121.710	102.754	50.229
	Av (cm²)	Av1		9.13	7.71	3.77
		Av2		3.04	2.57	1.26
	Avj (cm²)			0.41	0.43	0.77
	A (cm²)	A1=Av1+Av/4		9.23	7.82	3.96
		A2=Av2+Av/4		3.04	2.68	1.45
	Amin (cm²)			7.03	7.63	7.43
	Av adopté (cm²)	Bonde1		11.3	4.68	4.68
Bonde 2		4.68	3	3		
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1		2 × 3HA12	2 × 3HA10	2 × 3HA10
		Bonde 2		2 × 4HA12	2 × 3HA10	2 × 3HA10
	St (cm)	Bonde1		10	25	24
		Bonde 2		15	23	24
	AHmin=0.0015*B (cm2)/bande			4.02	4.36	4.25
	AH /nappe (cm²)			2.83	1.17	1.17
	Choix des barres/nappe (cm²)			5HA10/nappe	4HA10/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm			(A=3.14cm²)	(A=3.14cm²)	(A=3.14cm²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal			4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	$\bar{\tau}_u$ =25 MPa	τ_u	0.033	0.035	0.062
		$\bar{\tau}_b$ =5 MPa	τ_b	0.046	0.049	0.087
	ELS	Ns (kN)		-558.33	-451.96	-296.39
$\bar{\sigma}_{bc}$ =15 MPa		σ_b	1.47	1.20	1.24	

VIII.1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des 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.2) Etude géotechnique du sol :

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 $\sigma_{\text{sol}} = 1.9$ bars ; à une profondeur de **5m**.
- _ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.3) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie ;
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.

VIII.3.1) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{55}{45} = 1.22 = K = 1.22 \Rightarrow A \neq B \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{26222.45}{190}} = 11.74 \text{ m}$$

$$N_{ser} = 26222.45 \text{ KN} \quad , \quad \sigma_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 12 \text{ m}$$

VIII.4) Dimensionnement des fondations du sous-sol :**a) Semelles continues sous voiles et sous poteaux :****a.1) Semelles continues sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}.L}.$$

Avec : $N = 1.35G + 1.5Q$.

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

➤ *Surfaces des semelles filantes sous voiles :*

➤ *Sens longitudinal :*

VOILE	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VL8	5710.86	0.8	37.57	30.1
VL9	2190.65	1.6	7.20	11.52
VL10	1298.27	1.00	6.84	6.84
VL11	3918.37	0.8	25.78	20.63
SOMME				69.10

➤ *Sens transversal :*

VOILE	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VT1	2112.34	2.6	4.28	11.128
VT2	552.83	1.3	2.12	2.756
VT3	552.33	1.7	1.62	2.754
VT4	555.51	1.7	1.72	2.924
VT5	982.62	1.3	3.98	5.174
VT6	375.81	1.3	1.53	1.989
VT7	2124.88	2.6	4.30	11.18
SOMME				37.90

$$S_v = \sum S_i = 107 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

a .2) Semelles filantes sous poteaux :

La charge totale transmise par les poteaux est: $\sum N_t = 4427.25 \text{ KN}$

Coordonnées de la résultante des forces:

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M
8	809.64	6,25	5060.25	3.589
14	648.68	1.8	1167.63	-0.457
20	652.74	-1.5	-979.11	0.898
28	850.77	-2.25	-1914.23	-3.628
Somme	R=2934.83		$\sum = 3334.54$	$\sum = 0.402$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 1.12 \text{ m}$$

b.1) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 1.12 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{4.75}{6} = 0.8 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2934.83}{12.56} \times \left(1 - \frac{6 \times (1.12)}{12.56}\right) = 108.65 \text{ KN /m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2934.83}{12.56} \times \left(1 + \frac{6 \times (1.12)}{12.56}\right) = 564.23 \text{ KN /m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2934.83}{12.56} \times \left(1 + \frac{3 \times (1.12)}{12.56}\right) = 242.10 \text{ KN /m}^2$$

b.2) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{242.1}{190} = 1.28 \text{ m}$$

On prend $B = 2 \text{ m}$

On aura donc, $S = B \times L = 2 \times 12.75 = 25.50 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $s_t = s \times n + s_v$

Avec : $s_t = 25.50 \times 8 + 107 = 311 \text{ m}^2$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}} = 306.16$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{311}{306.916} = 1.01$$

La surface totale des semelles représente 100 % de la surface du bâtiment.

Conclusion : Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.5) Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VIII.5.1) Pré dimensionnement du radier :**a. Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déformée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.65\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,69 \text{ m} , \text{ On prend } h = 0,70 \text{ m}.$$

- **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

Sous poteaux :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{365}{20} = 18.25\text{cm} \quad \text{Soit } h_d = 35\text{cm}$$

Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 45.63 \leq h \leq 73 \quad \text{Soit } h = 50\text{cm}$$

- **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{365}{10} = 36.5\text{cm} \quad \text{Soit } h_n = 75\text{cm.} \quad \text{et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$30\text{cm} \leq b_n \leq 52,5\text{cm} \quad b_n = 50\text{cm.}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédentes on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 75\text{ cm}$ (hauteur de la nervure)

$h_d = 35\text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

$b_n = 50\text{ cm}$ (largeur de la nervure)

VIII.5.2) Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente $G = 23730.26\text{ KN}$

Charge d'exploitation $Q = 2492.19\text{ KN}$

a. Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 35774,14\text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 26222,45\text{ KN}$$

b. Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU} \quad S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{35774,14}{1,33 \times 190} = 141,56\text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{26222,45}{190} = 138,01\text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max \left(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS} \right) = 141.56 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 306.915 \text{ m}^2 > S_{rad} = 141.56 \text{ m}^2$$

Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{75}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 37.5 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 45 \text{ cm}$.

$$S_{deb} = (23.70 + 12.95) \times 2 \times 0.45 + 0.45 \times 0.45 \times 4 = 33.80 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 306.92 + 33.80 = 340.72 \text{ m}^2$

VIII.5.3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charges permanentes:

Poids de bâtiment : $G = 23730.26 \text{ KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle:

$$P_{de \text{ la dalle}} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{de \text{ la dalle}} = 340.72 \times 0.35 \times 25 = 2981.30 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{nerv} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0.50 \times (0.75 - 0.35) \times (23.70 \times 5 + 12.95 \times 8) \times 25 = 1110.5 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$= [340.72 - (0.5 \times 12.95 \times 8)] \times (0.75 - 0.35) \times 17 = 1964.66 \text{ KN}.$$

Poids de la dalle flottante:

$$P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (340.72 - 51.80) \times 0.1 \times 25 = 722.30 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 6778.76 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 6778.76 + 23730.26 = 30509.02 \text{ KN}$$

Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 2492.19 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 5 \times 2492.19 = 12460.95 \text{ KN}$

$$Q_{\text{tot}} = 14953.14 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions:**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{\text{total}}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 63617.13 \text{ KN.}$$

Etat Limite de Service :

$$N_{s_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 45462.16 \text{ KN.}$$

Vérifications :**a. Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot z$$

Avec : α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$),

$P = 45462.16 \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot z = 1.5 \times 340.72 \times 10 \times 1 = 5110.8$ Pas de risque de soulèvement de la structure.

b. Vérification de la contrainte en situation accidentelle :

Les efforts à l'ELU tirées d'ETABS sont :

$$M_E^x = 32011.072 \text{ KN.m} ; \quad T_E^x = 1540.67 \text{ KN.}$$

$$M_E^y = 33995.121 \text{ KN.m} ; \quad T_E^y = 1601.11 \text{ KN.}$$

C) Vérification de la stabilité du radier :**a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11.606 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.511 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{22.8 \times 12.15^3}{12} = 3407.86 \text{ m}^4 ;$$

$$I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = \frac{22.8^3 \times 12.15}{12} = 12000.5 \quad m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

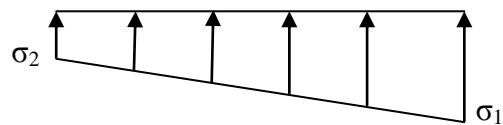


Fig. VII-3) : : Diagramme des contraintes

Sens longitudinal :

$$M_x = 32011.072 + 1540.67 \times 0.75 = 33166.57 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{63617.13}{340.72} + \frac{33166.57}{12000.5} \times 11,606 = 218.79 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{63617.13}{340.72} - \frac{33166.57}{12000.5} \times 11,606 = 154.63 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 218.79 + 154.63}{4} = 202.75 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 202.75 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 252.7 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée

A l'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{45462.16}{340.72} \pm \frac{33166.57}{12000.5} \times 11,606$$

$$\sigma_1 = 165.50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 101.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 149.46 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Sens transversal:

$$M_Y = 33995.121 + 1601.11 \times 0,75 = 35195.95 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{63617.13}{340.72} \pm \frac{35195.95}{3407.86} \times 7,511$$

$$\sigma_1 = 264.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 109.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 225.49 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 252.7 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{45462.16}{340.72} \pm \frac{35195.95}{3407.86} \times 7,511$$

$$\sigma_1 = 211.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 55.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 172.21 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 190 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont vérifiées.**3. Vérification au poinçonnement**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

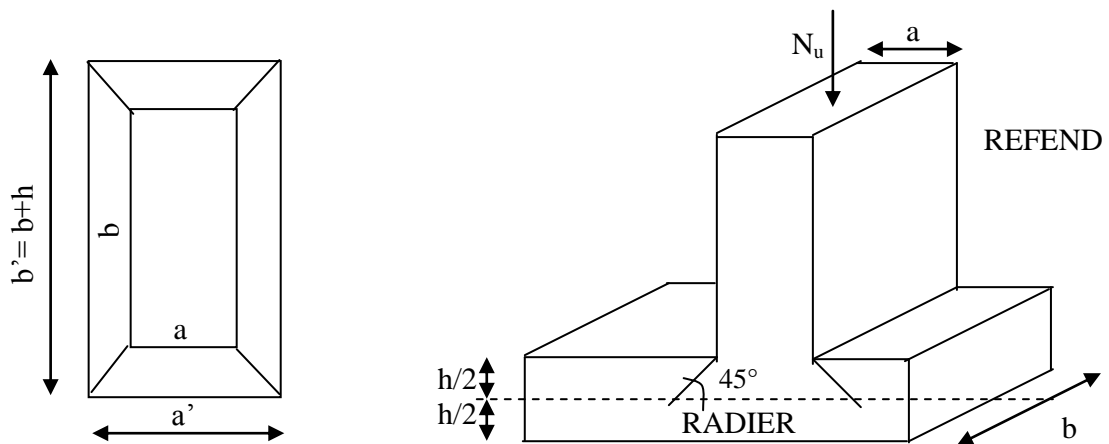


Figure XI.2 Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c • **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot a' + b' = 2 \cdot a + b + 2 \cdot h = 2 \times 0,45 + 0,55 + 2 \times 0,75 = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 913.81 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 5 \times 0,75 \times 25000 / 1,5 = 2812,50 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifié}$$

• **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot a' + b' = 2 \cdot a + b + 2 \cdot h = 2 \times 0,2 + 1 + 2 \times 0,75 = 5,4 \text{ m}$$

$$N_u = \frac{1,35 G + 1,5 Q}{L} = 900,20 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 5,4 \times 25000 = 6075 \text{ KN}$$

\Rightarrow vérifié

VIII.5.3) Ferrailage du radier:**1) Ferrailage de la dalle:**

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés,

$$\rho_x = \frac{l_y}{l_x} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(3.65 - 0.45)}{(4.75 - 0.55)} = \frac{3.20}{4.20} = 0.76$$

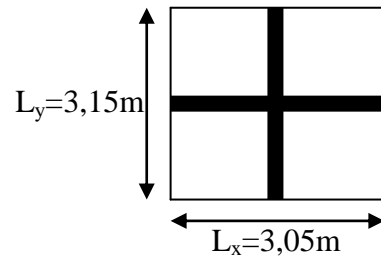


Fig. VII-4) Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \frac{\sigma_{\sup} + \sigma_{\inf}}{4} = 219.80 \quad \text{KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \frac{\sigma_{\sup} + \sigma_{\inf}}{4} = 166.53 \quad \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m \left(\frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) = (219.80 - \frac{6778.76}{340.72}) \times 1 \text{ ml} = 199.90 \quad \text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m \left(\frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) = (166.53 - \frac{6778.76}{340.72}) \times 1 \text{ ml} = 146.63 \quad \text{KN/ml}$$

Calcul à l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0610 \\ \mu_y = 0.525 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_{o-x}$$

$$M_{0x} = 0.0610 \times 199.90 \times 3.20^2 = 124.86 \quad \text{KN.m}$$

On aura donc :

$$M_{0y} = 0.525 \times 124.86 = 65.55 \quad \text{KNm}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées de rives.

-0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

Moments aux appuis intermédiaires:

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -0,5 \times 124.86 \Rightarrow M_{ax} = -62.43 \quad \text{KNm}$$

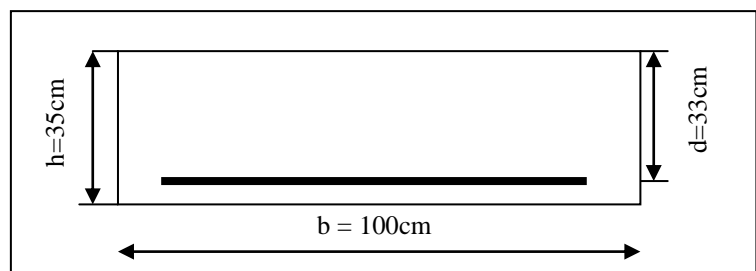
$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = -0,5 \times 65.55 \Rightarrow M_{ay} = -32.77 \quad \text{KNm}$$

Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 0,85 \times 124.86 \Rightarrow M_{tx} = 106.13 \quad \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 0,85 \times 65.55 \Rightarrow M_{ty} = 55.71 \text{KN.m}$$

Calcul des armatures



Dimension de la section de calcul.

Ferrailage suivant x-x :**Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{62.43 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0.040 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{62.43 \times 10^3}{0.980 \times 33 \times 348} = 5.54 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA12 = 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{106.13 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0.068 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{106.13 \times 10^3}{0.965 \times 33 \times 348} = 9.57 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA14 = 10.77 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

Ferrailage suivant y-y :**Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.78 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0.022 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{32.78 \times 10^3}{0.989 \times 33 \times 348} = 2.88 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12 = 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 20cm

..

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{55.71 \times 10^3}{100 \times 33^2 \times 14,2} = 0.036 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{55.71 \times 10^3}{0.982 \times 33 \times 348} = 4.94 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA12 = 7.92 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier**Tableau VIII.5) ferrailage des portées :**

	<i>Sens de la grande portée</i>	<i>Sens de la petite portée</i>
<i>Armatures aux appuis intermédiaires</i>	7 HA12/ml	7 HA12/ml
<i>Armatures en travée</i>	7HA14/ml	7 HA12/ml

2) Vérification à l'état limite ultime :**Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**Armature parallèles à L_x

$$W_x = \frac{A_{sx}}{bd} \geq W_0 \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec :

W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armature dans une direction donnée à la section totale de béton.

W_0 : Taux d'acier minimal.

$W_0 = 0.8\%$ pour les HA de nuance $f_e E400$.

$$W_x = \frac{10.77}{100 \times 33} = 0.0033 \geq 0.0008 \frac{3 - 0.85}{2} = 0.00086 \quad \text{condition vérifiée .}$$

Armature parallèles à L_y

$$W_x = \frac{A_{sy}}{bd} \geq W_0$$

$$W_x = \frac{7.92}{100 \times 33} = 0.0024 \geq 0.0008 \quad \text{condition vérifiée .}$$

Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par :

Sens de la petite portée :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{63617,13 \times 1}{340,72} \times \frac{3,65}{2} = 340,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{340,75 \times 1000}{1000 \times 315} = 1,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa} \right) \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

VIII.5.4) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur..

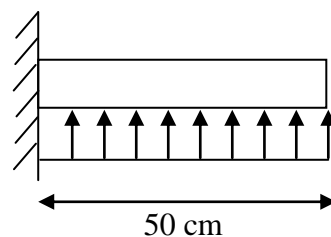


Fig.(VIII.5.4.1) Schéma statique du débord

VIII.5.4.1) Sollicitations de calculs :**A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{199,90 \times 0,5^2}{2} = 24,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

A l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} = \frac{146,63 \times 0,5^2}{2} = 18,32 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

VIII.5.4.2) Calcul des armatures :**a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 32 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{24,98 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{24,98 \times 10^2}{0,991 \times 32 \times 34,8} = 2,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_U = 7\text{HA}14/\text{ml} = 10,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } S_t = 20\text{cm}.$$

b) Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit } A_r = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } S_t = 20\text{cm}.$$

VIII.5.4.3) Vérification à l'ELU :**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22 \times 2,1}{400} = 2,65 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.5.4.4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{24,98}{18,32} = 1,36$$

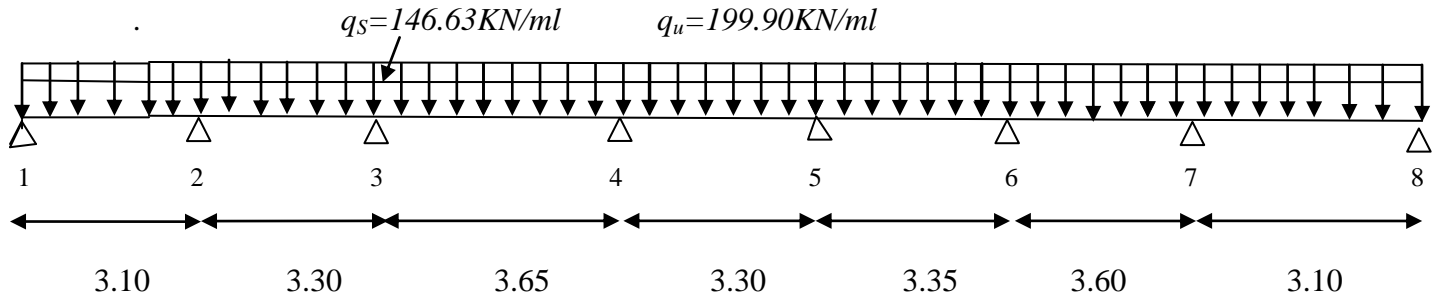
$$\mu = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

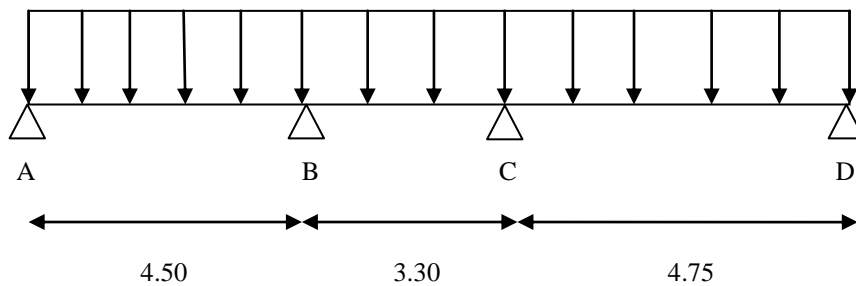
⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

VIII.5.4.8) Ferrailage des nervures

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, son schéma statique et le suivant



Fig(VIII.1) : Schéma statique de calcul sens longitudinal.



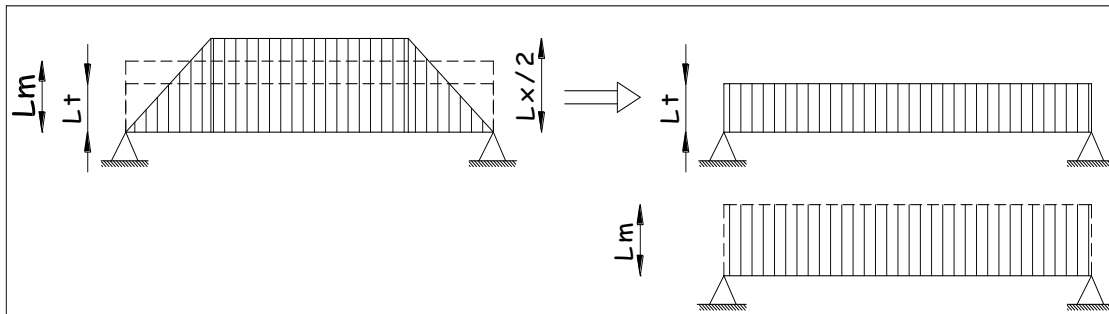
Fig(VIII.2) : Schéma statique de calcul sens transversal.

Remarque :

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ce s types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal , dans ce cas le calcul devient classique.

a) Cas de chargement trapézoïdal :



Présentation des chargements simplifiés

Effort tranchant :

$$L_t = L_x \left[0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right] \dots (1)$$

Moment fléchissant :

$$L_m = L_x \left[0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right] \dots (2)$$

b) Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = L_y \implies \rho = 1$$

Effort tranchant :

$$(1) \implies L_t = 0.25 L_x$$

Moment fléchissant :

$$(2) \implies L_m = 0.333 L_x$$

$$P_{mh} = q_u \times L_{mh}$$

$$P_{th} = q_u \times L_{th}$$

VIII.5.4.8.1) Calcul des charges :

A. Sens longitudinal

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1) Valeurs de calcul des charges des panneaux du haut

Travée	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	q_u (KN/m ²)	L_{mh} (m)	L_{th} (m)	P_{mh} (KN/m)	P_{th} (KN/m)
1-2	3.10	4.50	0.68	199.90	1.023	0.775	204.49	154.92
2-3	3.30	4.50	0.73	199.90	1.098	0.825	219.49	164.91

3-4	3.65	4.50	0.81	199.90	1.215	0.913	242.87	182.50
4-5	3.30	4.50	0.73	199.90	1.098	0.825	219.49	164.91
5-6	3.35	4.50	0.74	199.90	1.115	0.837	222.88	167.31
6-7	3.60	4.50	0.80	199.90	1.198	0.9	239.48	179.91
7-8	3.10	4.50	0.68	199.90	1.023	0.775	204.49	154.92

Tableau VIII.2) Valeurs de calcul des charges des panneaux du bas

Travée	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	q_u (KN/m ²)	L_{mb} (m)	L_{tb} (m)	P_{mb} (KN/m)	P_{tb} (KN/m)
1-2	3.10	3.30	0.939	199.90	1.032	0.775	206.29	154.92
2-3	3.30	3.30	1.00	199.90	1.089	0.825	217.69	164.91
3-4	3.30	3.65	0.904	199.90	1.089	0.825	217.69	164.91
4-5	3.30	3.30	1.00	199.90	1.089	0.825	217.69	164.91
5-6	3.30	3.35	0.985	199.90	1.089	0.825	217.69	164.91
6-7	3.30	3.60	0.916	199.90	1.089	0.825	217.69	164.91
7-8	3.10	3.30	0.939	199.90	1.032	0.775	206.29	154.92

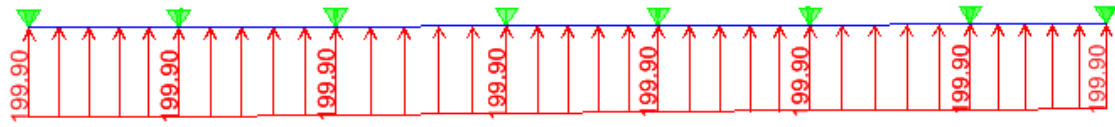
Tableau VIII.3) valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure

Travée	P_{mh} (KN/m)	P_{th} (KN/m)	P_{mb} (KN/m)	P_{tb} (KN/m)	$\sum P_m$ (KN/m)	$\sum P_t$ (KN/m)
1-2	204.49	154.92	206.29	154.92	410.78	309.84
2-3	219.49	164.91	217.69	164.91	437.18	329.82
3-4	242.87	182.50	217.69	164.91	460.56	347.41
4-5	219.49	164.91	217.69	164.91	437.18	329.82
5-6	222.88	167.31	217.69	164.91	440.57	332.22
6-7	239.48	179.91	217.69	164.91	457.71	362.82
7-8	204.49	154.92	206.29	154.92	410.78	309.84

VIII.5.4.8.1. 2) Détermination des moments fléchissant l'effort tranchant :

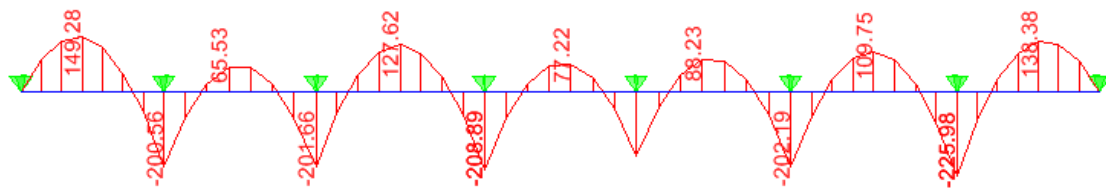
Pour le calcul des moments fléchissant, on utilise le programme (étaps)

KN/ml



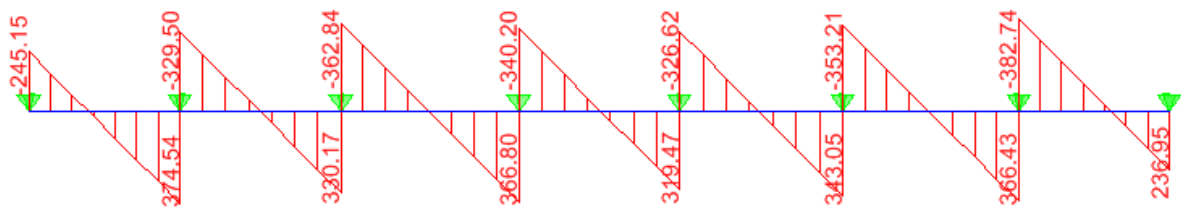
Fig(VIII.3) Le chargement à ELU

KN.m



Fig(VII.4) Diagramme des moments fléchissant (ELU)

KN



Fig(VII.5) Diagramme des efforts tranchants (ELU)

XI-8-3 Détermination des sections d'armatures des nervures :

Armature longitudinales :

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travée ou en appuis

$$M_{a\max} = 225.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 149.28 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}; d = 72 \text{ cm}$$

Tableau VIII.4) les résultats de calcul :

Zone	M_u KN.m	μ	μ_r	obs	β	A_{cal} (cm ²)	choix	A_{adop} (cm ²)
Appui	225.98	0.062	0.392	S.S.A	0.968	9.31	3HA16+3HA12	9.42
Travée	149.28	0.040	0.392	S.S.A	0.980	6.07	3HA20	9.42

A. Sens transversal :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5) valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche

Travée	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	q_u (KN/m ²)	L_{mh} (m)	L_{th} (m)	P_{mh} (KN/m)	P_{th} (KN/m)
A-B	3.65	4.50	0.18	199.90	1.21	0.91	241.87	181.90
B-C	3.30	3.65	0.90	199.90	1.098	0.825	219.49	164.91
C-D	3.65	4.75	0.76	199.90	1.21	0.91	241.87	181.90

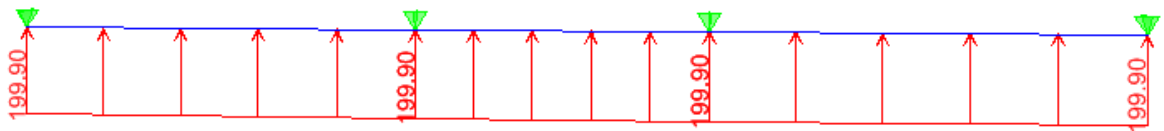
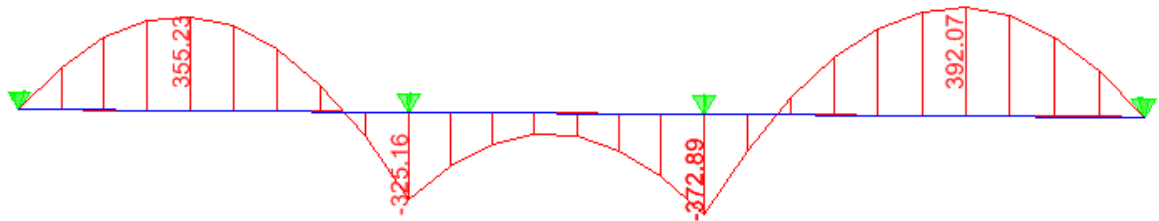
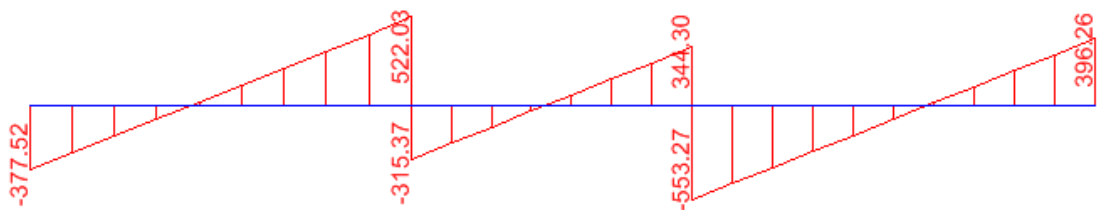
Tableau VIII.6) valeurs de calcul des charges des panneaux a droite

Travée	L_x (m)	L_y (m)	ρ_x	q_u (KN/m ²)	L_{mh} (m)	L_{th} (m)	P_{mh} (KN/m)	P_{th} (KN/m)
A-B	3.60	4.50	0.8	199.90	1.19	0.9	237.88	179.91
B-C	3.30	3.60	0.916	199.90	1.098	0.825	219.49	162.91
C-D	3.60	4.75	0.75	199.90	1.19	0.9	237.88	179.91

Tableau VIII.7)valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure

Travée	P_{mh} (KN/m)	P_{th} (KN/m)	P_{mb} (KN/m)	P_{tb} (KN/m)	ΣP_m (KN/m)	ΣP_t (KN/m)
A-B	241.87	181.90	237.88	179.91	479.75	361.81
B-C	219.49	164.91	219.49	162.91	438.98	327.82
C-D	241.87	181.90	237.88	179.91	479.75	361.81

Détermination des moments fléchissant et de l'effort tranchant:

*Fig(VII.6) Le chargement à ELU**Fig(VII.7) Diagramme des moments fléchissant ELU**Fig(VII.8) Diagramme des efforts tranchants (ELU)*

Détermination des sections d'armatures des nervures :**Armature transversale :**

Le calcul se fera avec les moments max, soit en travée ou en appuis

$$M_{a \max} = 372.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 392.07 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm}$$

Tableau VIII.8) les résultats de calcul :

Zone	M_u KN.m	μ	μ_r	obs	β	A_{cal} (cm ²)	choix	A_{adop} (cm ²)
Appui	372.89	0.102	0.392	S.S.A	0.946	15.60	5AH20	15.70
Travée	392.07	0.106	0.392	S.S.A	0.944	16.57	6AH20	18.84

a) Armatures transversales :

- Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

$$\text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_1 \right\} = \min \left\{ 18,75 ; 24 \right\}$$

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

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 37,5 \text{ cm}.$$

$$\text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}.$$

- Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 2,50 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (2 cadres).}$$

Les vérifications :**Condition de non fragilité (BAEL.91.art :A.4.2)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 4.37 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 553.27 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{553.27 \times 10^3}{500 \times 720} = 1.53 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2.5 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures :**-influence sur le béton (BAEL.91.art :A.5.1, 313):**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b_0 \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2V_u}{b_0 a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

L'effort tranchant maximal vaut ($V_u=553.27 \text{ KN}$)

A.N :

$$V_u = 0.267 \times 0.5 \times 0.72 \times 25 \times 10^3 = 2403 \text{ KN} > 470.35 \text{ KN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

Influence sur les armatures inferieures (BAEL.91.art :A.5.1, 321):

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0.9d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left(V_u - \left| \frac{M_u}{0.9d} \right| \right) = \left(\frac{1.15}{400} \right) \left(553.27 \times 10^3 - \left| \frac{392.07 \times 10^6}{0.9 \times 720} \right| \right) = -148.85 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées vérifient largement cette condition.

Entrainement des armatures (BAEL.91.art :A.6.1, 3):

La contrainte d'adhérence d'entrainement τ_{se} sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

Avec :

A_s : section totales des armatures tendues

A_{si} : section d'un paquet de barres

u_i : périmètre minimal circonscrit a la section du paquet

La contrainte τ_{se} doit être inférieure à la valeur ultime : $\tau_{seu} = \psi_s \times f_{t28}$

A.N

$$\tau_{se} = \frac{553.27 \times 10^2}{0.9 \times 72 \times 17.75} \times \frac{1.54}{\pi \times 16} = 1.47 \text{ MPa} < \tau_{seu} = 1.5 \times 2.1 = 3.14 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Bibliographie

- *BAEL 91 modifie 99. règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.*
 - *(DTR B-C-2-2) charge permanentes et charges d'exploitations*
 - *Cours de Béton armé. BAEL.91. Calcul des éléments simples des structures bâtiments.*
 - *Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).*
 - *calcul des ouvrages en béton arme M.BELLAZOUGUI*
 - *Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI tome I et II.*
 - *Cour et TD des années de spécialités.*
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.*