

République Algérienne Démocratique & Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur & La Recherche Scientifique

Université Ibn khaldoun Tiaret

Faculté des sciences et sciences de l'ingénieur

Département De Génie Civil

**MEMOIRE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL**

Spécialité : Génie civil

Option : construction civil et industrielle (CCI)

Présenté par :

-M^r : TALAH Ahmed

-M^r : MAÏZI Mourad

Sujet du mémoire :

***Etude D'une tour contreventée
par portiques et voiles en (R+9)
avec sous sol à usage bureaux
et d'habitations***

Soutenu publiquement le 27/09/05 devant le jury composé de Messieurs :

M^R: BOUAKAZ KAHLEDPRESIDANT.

M^R : MIMOUNI MOHAMEDRAPPORTEUR

M^R : ABADA GANEMEEXAMINATEUR

M^R : BEKKI EL HADJEXAMINATEUR

M^R : AIT ALI ISMAILEEXAMINATEUR

Promotion : 2004/2005

Ministère de L'enseignement Supérieur & La Recherche Scientifique

REMERCIEMENT

*Tous d'abord on remercie le bon dieu qui nous a aidé jusqu'à la fin
de notre études.*

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre
promoteur M^r: MIMOUNI.M pour son aide, sa patience, sa
compétence et ses précieux conseils et grâce à son appui on a achevé ce
travail, ainsi M^r: ABADA.G qui a contribué par ses conseils, et son aide
Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants
qui ont participé à notre formation.*

Sans oublier : le bureau d'étude Nabil, Idris AEK pour leur aide.

*Je remercie tous les gents qui ont contribué de près ou de loin dans ce
modeste travail.*

*En fin toute nos gratitude aux membres du jury qui nous font l'honneur
de jury ce travail.*

REMERCIEMENT

*Tous d'abord on remercie le bon dieu qui nous a aidé jusqu'à la fin
de notre études.*

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre
promoteur M^r: MIMOUNI.M pour son aide, sa patience, sa
compétence et ses précieux conseils et grâce à son appui on a achevé ce
travail, ainsi M^r: ABADA.G qui a contribué par ses conseils, et son aide
Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants
qui ont participé à notre formation.*

Sans oublier : le bureau d'étude Nabil, Idris AEK pour leur aide.

*Je remercie tous les gents qui ont contribué de près ou de loin dans ce
modeste travail.*

*En fin toute nos gratitude aux membres du jury qui nous font l'honneur
de jury ce travail.*

❧ Dédicace ❧

Au nom de dieu et par sa volonté et son aide qui enrichit mes savoirs.

Ces savoirs qui m'ont mené à réaliser ce travail, dont j'en suis comblé et fière.

La science consiste à oublier ce qu'on croit savoir, et la sagesse à ne pas s'en soucier.

Sans oublier tous ceux qui ont par leurs égards contribué à parfaire mon objectif et qui me font l'éminent honneur avec différence, je tien à leur dédier ce travail :

A mon très cher père qui m'a encouragé et conseillé pendant mes plus pénibles moments et qui m'a guidé vers le chemin droit.

A mes très chères: grand- mère, mère, tante Khadra, et sœur Messaouda qui m'ont entouré d'amour et de tendresse et m'ont appris la patience et le défile.

*A mon oncle wahib et Mohamed, et à toute la famille Zadek
A ma très chère sœur: Dalal*

A mes très chères frères : Yacine, Oussama, youcef, et le petit Amine

A mes amis: Lakhdar, Adjou, Kabaz, sakhi, bouziane, fodel, Boucedra, fethenor, belabassi, bouzid, nabil, Houari, Mokhtar.

A mon binôme: Mourad et sa famille.

A toute la promotion sortante (2004/2005)

Pour ceux qui j'ai pas cité bien sur ne croyait pas que je vous ai oublié, je vous porte toujours dans mon cœur.

Ahmed.Talah

❧ Dédicace ❧

Au nom de dieu et par sa volonté et son aide qui enrichit mes savoirs.

Ces savoirs qui m'ont mené à réaliser ce travail, dont j'en suis comblé et fière.

La science consiste à oublier ce qu'on croit savoir, et la sagesse à ne pas s'en soucier

Sans oublier tous ceux qui ont par leurs égards contribué à parfaire mon objectif et qui me font l'éminent honneur avec différence, je tien à leur dédier ce travail :

A mon très cher père qui m'a encouragé et conseillé pendant mes plus pénibles moments et qui m'a guidé vers le chemin droit.

A ma très chère mère qui m'a entouré d'amour et de tendresse et m'a appris la patience et le défile.

Ames frères : Ahmed, Abdelkader

Ames très chères sœurs

A toute la familles: harchaoui, ben abdelah, bouameur

A monsieur: Rabhi Mohamed (Librairie El Nawawi)

A mes amis: Belabassi, Bouzid, Drias, Wali, guedda, boucedra

A mon binôme: Hamada et sa famille.

A toute la promotion sortante (2004/2005)

Pour ceux qui j'ai pas cité bien sur ne croyait pas que je vous ai oublié, je vous porte toujours dans mon cœur.

Mourad.Maizi

I-0- Introduction :

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation et bureaux composée d'un rez de chaussée et de 9 étages avec un sous-sol contreventée par voiles et portiques

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différentes effets tout en prenant le coté économique en considération.

Notre travail est structuré comme suit :

- étude préliminaire du prédimensionnement des éléments horizontaux (poutres; chaînages et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier, Ascenseur).
- Etude sismique et au vent.
- Calcul des éléments structuraux :
 - le calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre Structure.
 - calcul des voiles qui sont des éléments de contreventement contre les efforts horizontaux Dus au séisme et au vent.
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (radier général, voile périphérique).

I-1- Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'une tour en béton armé (R+9) à usage d'habitation et bureaux implanté à **BEDJAIA** ; classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les règles parasismiques Algériennes R.P.A 99 (version 2003).

Zone du vent (zone I) d'après le règlement neige et vent (R.N.V 99).

Cette tour contient un sous-sol, RDC à usage de bureaux (Cnep Bedjaia) et les autres étages sont des logements d'habitation.

I.1.1- Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

-Longueur totale du bâtiment.....	22,00 m
-Largeur totale du bâtiment.....	12,30 m
-Hauteur totale du bâtiment.....	34,28 m
-Hauteur du R.D.C.....	3,68 m
-Hauteur des étages courants.....	3,06 m
-Hauteur de sous sol.....	2,89 m

I.1.2- Ossature et système constructif adopté :**I.1.2.1- Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (Voiles et portiques).

I.1.2.2- Planchers :

Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Des planchers à corps creux (16+4)
- Dalle pleine dans la partie de forme irrégulière.

I.1.2.3- Escaliers :

On a un deux types d'escalier :

- **Type I** : escalier à deux volées avec un seul palier utilisé pour l'accès du RDC jusqu'au 9^{ème} étage.
- **Type II** : escalier avec un seul volées utilisé pour l'accès du R.D.C.

I.1.2.4- Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm; les cloisons sont faits en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

I.1.2.5- Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.1.2.6- Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.1.3- Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, Le sol d'assise de la construction est un sol meuble.

- La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1,10 \text{ bars}$ pour un ancrage $D = 3 \text{ m}$.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7 \text{ t / m}^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\phi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.2- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.2.1-Le Béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment, granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conformé aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L.91 et R.P.A 99).

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est comme suit :

350 Kg de cimentCPA 325
400 L de sable..... $\text{dg} \leq 5 \text{ mm}$
800 L de gravillons..... $\text{dg} \leq 25 \text{ mm}$
175 L d'eau de gâchage.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton.

Principaux caractères et avantages:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations:

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Le coulage du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont:

- 1) Economie: le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- 2) Souplesse des formes: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- 3) Résistance aux agents atmosphériques: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- 4) Résistance au feu; le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

I.2.1.1- Résistance mécanique :

a- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \end{array} \right.$$

- pour 28 jours < j < 60 joursf_{cj} = f_{c28}
- pour j ≥ 60 joursf_{cj} = 1,1 f_{c28}

Pour notre étude, on prend : f_{c28} = 25 Mpa

b- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à " j " jours est conventionnellement définie par la relation: f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}

Donc pour f_{c28} = 25 Mpa, f_{t28} = 2,1 Mpa

Méthode de calcul:

Une connaissance plus précise du comportement du béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul.

Définition des états limites:

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis:

- de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

Etat limite ultime:

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

Etat limite de service:

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformations, excessives des éléments porteurs).

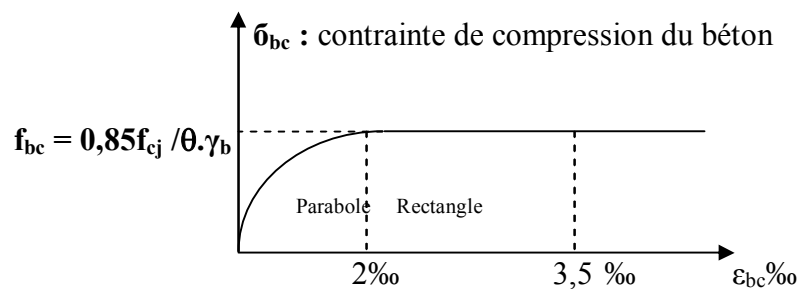
I.2.1.2- Déformation et contraintes de calcul :**- Etat limite de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit:

"Parabole –rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a- Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.



Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

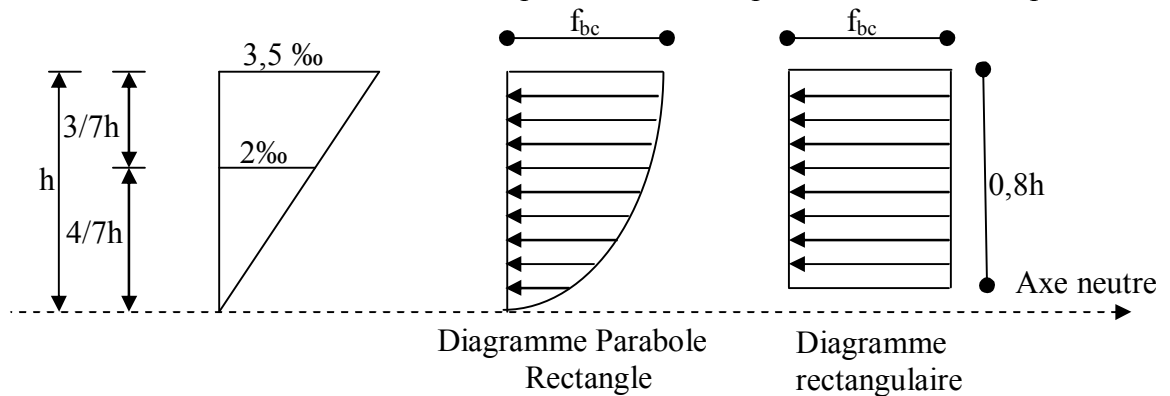
$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b- Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.



I.2.1.3-Contrainte admissible de cisaillement:

$\tau_u = \min(0.2 f_{cj} / \gamma_b, 5Mpa)$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4Mpa)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$ avec : b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.2.1.4- Modules de déformation longitudinale du béton:

-Module de déformation instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h:

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$; pour $f_{c28} = 25Mpa$; $E_{i28} = 32164,2 Mpa$.

- Module de déformation différée:

$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$; pour $f_{c28} = 25Mpa$; $E_{i28} = 10818,9Mpa$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5- Coefficient de poisson:

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L).$$

Avec:

($\Delta d/d$): déformation relative transversale.

($\Delta L/L$): déformation relative longitudinale.

Il est pris égal à 0,2 pour E.L.S (béton non fissuré)

à 0 pour E.L.U (béton fissuré)

I.2.2- Les Aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de:

- Nuance pour 0.15à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25à0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants:

- Acier naturel (fe E 215, fe E 235)
- Acier à haute adhérence (fe E 400, fe E 500)
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\varnothing = 3,5$ mm (T.S.L fe E500)
- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s=200\ 000$ Mpa

I.2.2.1- Diagramme déformation- contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

$\gamma_s=1.15$ cas général.

$\gamma_s=1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.

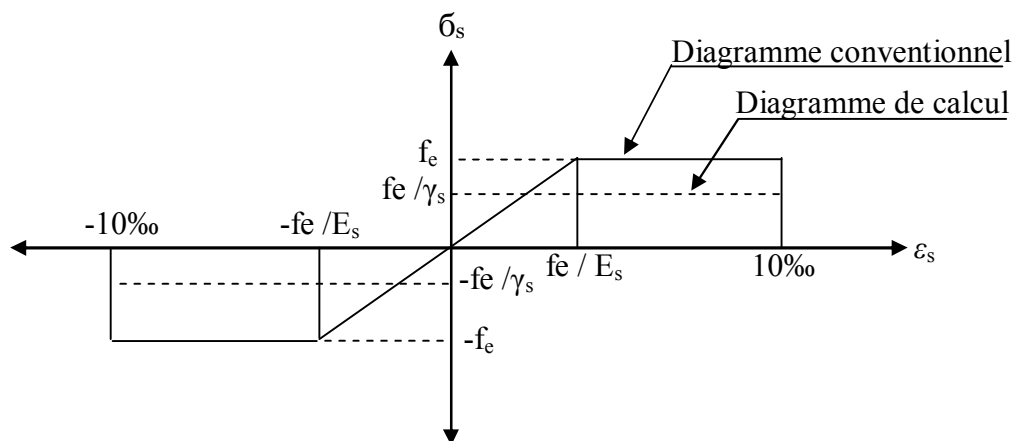


Figure I.2-Diagramme de déformations – contraintes.

I.2.2.2- Contraintes limites de traction des armatures:

Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa.

Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa.

η : coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pours ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

-Poids volumique:

-Béton armé..... $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$

-Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ KN/m}^3$

-Acier..... $\gamma_b =78,5 \text{ KN/m}^3$

I.3-Etats limites:

Selon les règles **B.A.E.L 91**, on distingue deux états de calcul :

-Etats limites ultimes de résistance **E.L.U.R**

-Etats limites de service **E.L.S**

I-3.1- E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'**E.L.U.R** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I-3.1.1- Hypothèses de calcul:

- les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- la résistance du béton à la traction est négligée.

- la raccourcissement du béton est limité à:

$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composé.

$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.

-l'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$

-les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:

- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

I-3.1.2-Règles des trois pivots :

On fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points **A**, **B** ou **C** appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

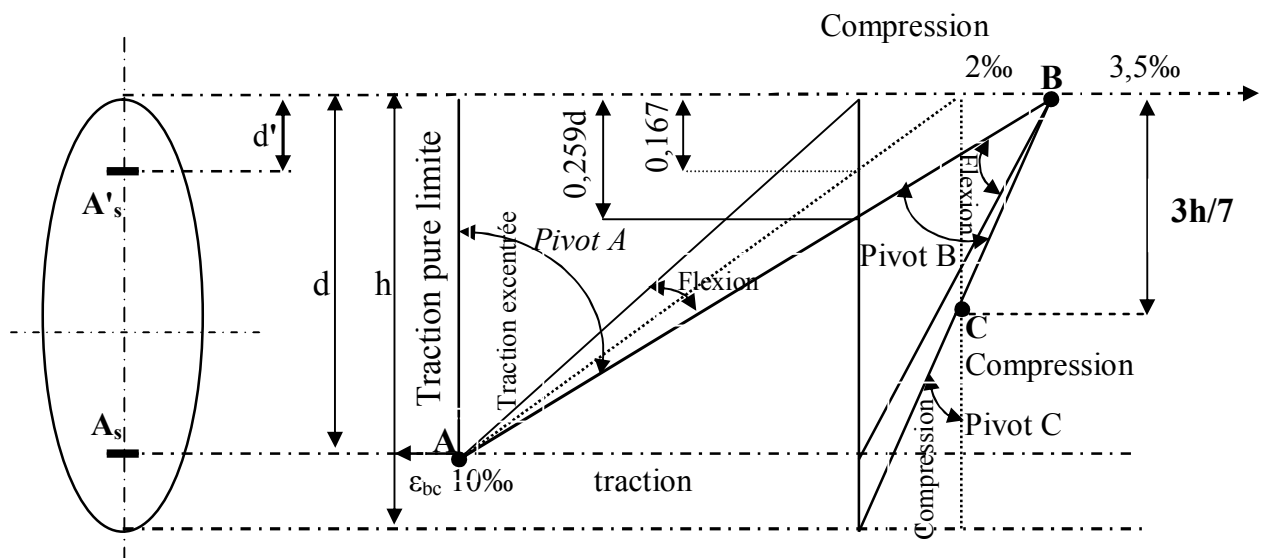


Figure : I.2- Diagramme des déformations limitées de la section

- Règles des trois pivots -

I-3.2- E.L.S:

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limites.

I-3.2.1- Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- le béton tendu est néglige
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

-Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui béton.

$$\eta = E_s/E_b=15 \text{ «coefficient d'équivalence ».}$$

I-3.2.2-Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**•Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G+1,5Q$$

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : G+Q

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec:} \quad \left\{ \begin{array}{l} G: \text{ charge permanente} \\ Q: \text{ charge d'exploitation} \\ E: \text{ effort de séisme} \end{array} \right.$$

II.1- Pré dimensionnement du plancher :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{420}{22,5} = 18.67 \text{ cm}$$

Avec : $\begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus} \end{cases}$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t=20\text{cm}$, soit un plancher (16+4) cm

II.2.-Descente de charges :

II.2.1-charge permanente :

II.2.1.1-plancher terrasse inaccessible :

1-protaction en gravillons roulé (4cm)	—————>	0.80 KN/m²
2-Etanchéité multicouche (2cm)	—————>	0.12 KN/m²
3-forme de pente en béton léger (5cm)	—————>	1.0 KN/m²
4-Chappe flottante en asphalte (2,5cm)	—————>	0.5 KN/m²
5-Isolaion thermique en liège (2,5cm)	—————>	0.03 KN/m²
6-plancher à corps creux +dalle de compression (16+4)	—————>	2.8 KN/m²
7-Enduit en plâtre (2m)	—————>	0.20 KN/m²

$$G_t = 5.45 \text{ KN/m}^2$$

II.2.1.2-plancher R.D.C et étage courante :

1-revetement en carrelage (2cm)	—————>	0.40 KN/m²
2-Mortier de pose (2cm)	—————>	0.40 KN/m²
3-Sable fin pour mortier (2cm)	—————>	0.34 KN/m²
4-Isolation phonique	—————>	0.10 KN/m²
5-Plancher à corps creux (16+4)	—————>	2.80 KN/m²
6-cloison en briques creuses (10 cm)	—————>	0.90 KN/m²
7-enduit en plâtre (2cm)	—————>	0.20 KN/m²

$$G_t = 5.14 \text{ KN/m}^2$$

II.2.1.3-Murs de facade (extérieur) :

1-Enduit extérieur en ciment (mortier) (1.5cm)	→ 0.27 KN/m ²
2-Brique creuses (15cm)	→ 1.30 KN/m ²
3- Brique creuses (10cm)	→ 0.90 KN/m ²
4-Enduit intérieur en plâtre (1.5cm)	→ 0.15 KN/m ²
G = 2.62 KN/m²	

II.2.1.4-Murs intérieur :

1-Enduit en plâtre (1.5cm)	→ 0.15 KN/m ²
2- Brique creuses (10cm)	→ 0.90 KN/m ²
3-enduit en plâtre (1.5cm)	→ 0.15 KN/m ²
G = 1.20 KN/m²	

II.2.2-Surcharge d'exploitation:

- 1) surcharge d'exploitation du plancher R.D.C (bureaux): Q=2,5 KN/m²
- 2) surcharge d'exploitation du plancher (1^{er} au 9^{eme} étages) habitations Q=1,75 KN/m²
- 3) surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible Q=1 KN/m²

II.2.3-Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Dans les bâtiments à étages ; à usage d'habitation, et pour calculer l'ossature (Poteaux, mur, fondation), on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suite la surcharge $\sum n$ sur les éléments porteurs du niveau n en fonction des surcharges si appliquée sur les différents niveaux :

Niveau	La loi de dégression	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1\text{KN/m}^2$	1.00
09	$Nq_1=q_0+q_1$	2.75
08	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	4.325
07	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.725
06	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.95
05	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	8.00
04	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	8.875
03	$Nq_7=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	9.75
02	$Nq_8=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	10.625
01	$Nq_9=q_0+0.66 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	11.50
R.D.C	$Nq_{10}=q_0+0.65 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	12.86

II.3- Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **R.P.A 99(version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4\text{cm} \\ b_{\max} \leq 1,5h_t + b_l \end{array} \right.$$

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

On distinguera deux types de poutres:

a- Poutre principale : $L_{\max} = 4,95 \text{ m}$

b- Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,10 \text{ m}$.

II.3.1-Sens longitudinal :

II.3.1.1-Poutre principale:

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 495 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \leq h_t \leq 49.5 \text{ cm} \\ 10.8 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 35 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.14 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} = 50 \text{ cm} \leq 1,5.40 + 35 = 95 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(35x40) cm²**

II.3.2- Sens transversal :

II.3.2.1- Poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 410 \text{ cm} \\ d = 0.9h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 27,22 \text{ cm} \leq h_t \leq 41 \text{ cm} \\ 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 35 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.00 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} = 50 \text{ cm} \leq 1,5 \cdot 40 + 35 = 87,5 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc en prend la section des poutres secondaires **(35x35) cm²**

II.4- Pré dimensionnement des poteaux :

On a 3 types des coffrages :

-Type 1 : sous-sol, R.D.C jusqu'à 3^{ème} étage.

-Type 2 : du 4^{ème} étage jusqu'au la 6^{ème} étage

-Type 3 : de l'étage 7^{ème} jusqu'à la terrasse

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas;

La surface afférente est donnée par: **S=389,5x435=16,943 m²**

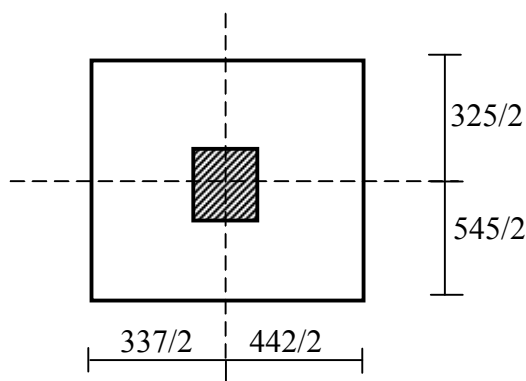


Figure II.2- La section le plus sollicité du poteau

On calcul les efforts de compression qui agissant sur les poteaux dus aux charges permanents suivant le R.P.A 99 (version 2003)

II.4.1- Pré dimensionnement des poteaux de type 01:

II.4.1.1-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux NU

a -Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

- plancher terrasse : $GxS = 16,943 \times 5,45 = 92,34 \text{ KN/m}^2$
- plancher RDC+ étage courant: $nxGxS=10 \times 5,14 \times 16,943 = 870,87 \text{ KN/m}^2$
(n=10 le membre de plancher d'étage courant)

On majore les efforts de 10%

$$N_G = 1,1(92,34 + 870,87) = 1059,531 \text{ KN/m}^2$$

b-Les efforts de compression due charge d'exploitation:

Par application de la loi de dégression: $Q=12,86 \text{ KN/m}^2$

$$N_Q = 1,1 \cdot Q \cdot S = 1,1 \cdot 12,86 \cdot 16,943 = 239,67 \text{ KN/m}^2$$

$$D'où: NU = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \cdot 1059,531 + 1,5 \cdot 239,67$$

$$N_U = 1789,87 \text{ KN}$$

-Détermination de la section du poteau (a.b):

a- Détermination de "a" :

a-1-Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L_f : \text{longueur de flambement} \\ i : \text{rayon de giration} \\ B : \text{section des poteaux} \\ \lambda : \text{L'élancement du poteau} \\ I : \text{moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement} \end{array} \right.$$

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

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\text{On a: } L_0 = 3,68 \text{ m; } L_f = 0,7 \times 3,68 = 2,576 \text{ m} = 257,60 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{257,60}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{257,60}{0,289 \cdot 50} = 17,83 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45cm**

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow 257,6/13 = 19,82 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Détermination de "b" : Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$$

B_r : section réduite

$$B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

A_s =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa}$$

$$A_s = 8\% [43(b-2)] = 0,344(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{257,60}{0,289.45} = 19.82 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(19.82/50)^2]$$

$$\alpha = 0,80$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,83 \left[\frac{43(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,344(b-2) \cdot 400}{1,15} \right]$$

$$b \geq \frac{1789.87 + 148.02}{74.00} = 26.19 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 45 cm.**

c- Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18,4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : **a = b = 45 cm**

II.3.3.2-Prédimensionnement des poteaux de type2:

$$N_u = (1,35N_G + 1,5N_Q).$$

$$G = 31,15 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 16.943 \text{ m}^2$$

$$N_G = 1,1 \times 31,15 \times 16,943 = 580,55 \text{ KN.}$$

$$Q \times S = 8,00 \times 16,943 = 135,544 \text{ KN.}$$

$$N_Q = 1,1 \times 135,544 = 149,098 \text{ KN.}$$

$$N_u = (1,35 \times 580,55) + (1,5 \times 149,098).$$

$$N_u = 1007,39 \text{ KN}$$

a- Détermination de "a":

a.1- Vérification de flambement:

On doit faire les mêmes étapes:

$$L_0 = 3,06 ; L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 214,2 \text{ cm.}$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq 14,82 \text{ cm.}$$

On prend : **a = 40cm.**

$$\lambda = 0,7L_0 / i \Rightarrow 214,2 / 11,54 = 18,54 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b- Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2.$$

$$B_r = (40-2) \cdot (b-2) = 38 (b-2)$$

$$A_s = 0,8\% B_r \dots\dots\dots \text{zone IIa.}$$

$$A_s = 0,8\% \cdot [38 (b-2)] = 0,304(b-2) \text{ cm}^2.$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289 \cdot 40} = 18,54 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2(\lambda,2(\lambda^2) \right]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{18,54}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,805$$

$$N_u \leq 0,805 \left[\frac{38(b-2)25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304(b-2) \cdot 400 \cdot 10}{1,5 \times 10} \right].$$

$$N_u \leq 65,16b - 130,32$$

$$b \geq \frac{1007,39 + 130,32}{65,16} = 17,46 \text{ cm.}$$

On prend : **b = 40 cm.**

c- Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a.b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \min(a.b) = 40 \text{ cm} > \frac{3,06}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ 1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc: **a = b = 40cm.**

II.4.3-Prédimensionnement des poteaux de type 3 :

$$N_u = (1,35N_G + 1,5N_Q).$$

$$G \times S = 15,73 \times 16,943 = 266,51 \text{ KN}$$

$$N_G = 1,1 \times 266,51 = 293,17 \text{ KN}.$$

$$Q = 4,325 \times 16,943 = 73,28 \text{ KN}.$$

$$N_Q = 1,1 \times 73,28 = 80,61 \text{ KN}.$$

$$N_u = (1,35 \times 293,17) + (1,5 \times 80,61)$$

$$N_u = 516,69 \text{ KN}.$$

a- Détermination de "a" :

a.1- Vérification de flambement :

On doit faire les mêmes étapes :

On a : $L_f = 0,7L_0 = 0,7 \cdot 306 = 214,2 \text{ cm}.$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{50 \cdot 0,289} \Rightarrow a \geq 14,82 \text{ cm}$$

On prend : **a=35cm**

$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow 214,2/10,10 = 21,21 < 50 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

b- Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L. 91**; l'effort normal ultime N_u doit être

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

$B_r = (a-2) \cdot (b-2) \text{ cm}^2.$

$B_r = 33(b-2).$

$A_s = 0,8\% B_r = 0,8\% \cdot 33 \cdot (b-2) = 0,264 \cdot (b-2)$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{261,8}{0,289.50} = 18,31$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,85 / \left[1 + 0,2 \left(\frac{18,31}{35} \right)^2 \right]$$

$$\alpha = 0,806.$$

$$N_u \leq 0,806 \left[\frac{33(b-2)25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,264(b-2)400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 56,66b - 113,31$$

$$\text{Donc : } b \geq \frac{516,69 + 113,31}{56,66} = 11,12 \text{ cm.}$$

Donc on prend : **b = 35cm**

c- Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

- min(a.b) = 35cm > 25cm..... Condition vérifiée.
- min(a.b) = 35cm > $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$ Condition vérifiée.
- 1/4 < a/b = 1 ≤ 4..... Condition vérifiée

Donc : **a = b = 35cm**

Le tableau suivant résume les dimensions des poteaux pris en compte pour les différents étages de la construction:

Niveau	Section de poteau (cm ²)
Sous-sol	45x45
R.D.C	45x45
01	45x45
02	45x45
03	45x45
04	40x40
05	40x40
06	40x40
07	35x35
08	35x35
09	35x35

II.5-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e / 20 \end{array} \right.$$

Avec :

- L : longueur du voile
- a : épaisseur des voiles ($a_{\min}=15$ cm)
- h_e : hauteur d'étage (3.68 m et 3.06 m)
- $a \geq 368/20=18.4$ cm

On prend **a =20 cm**

Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs:

éléments	sections		
	S-sol+R.D.C+3étages	4 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	7 ^{eme} au 9 ^{eme} étage
Poteaux	(45x45) cm²	(40x40) cm²	(35x35) cm²
Poutre principale	(35x40) cm²		
Poutre secondaire	(35x35) cm²		
voile	20 cm		
plancher	(16+4) cm		

Tab II.2 dimension des éléments porteurs

III- CALCUL DES PLANCHERS :

III.1-Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitants les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance :** les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,
- **Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différentes étages,

Comme notre projet est à usage de bureaux et d'habitation, on adopte un plancher à corps creux le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les hourdis en béton.

-les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.1.1-Dimensionnement des poutrelles :

Notre construction étant une construction courante à surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$).

On a un seul type de planchers à corps creux $h_t = 20 \text{cm}$

- { 16cm : corps creux
- { 4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis

- { Hauteur du plancher $h_t = 16 \text{cm}$
- { Épaisseur de la nervure $h_0 = 4 \text{cm}$
- { Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{cm}$

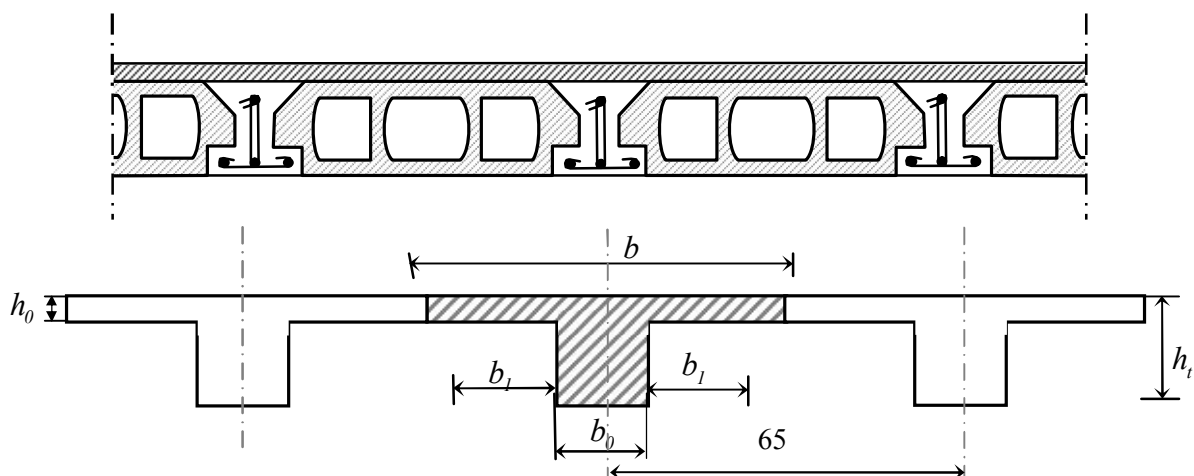


Fig. III.1-schéma d'un plancher à corps creux

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur b se fait à partir des conditions suivantes:

$$b = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$L = 3,30 \text{ m} \quad l_1 = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = (b - b_0) / 2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 330 / 10 = 33 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend: $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

$$(1) \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}.$$

Donc : **$b = 65 \text{ cm}$**

III-2 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les condition courantes.

▪ **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

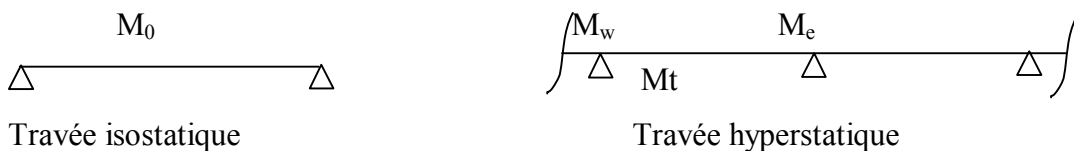
1. la charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5 \text{KN/m}^2)$
2. les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$

- 4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e) / 2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

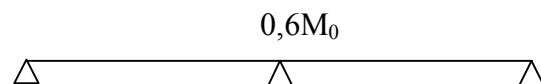
M_e : moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

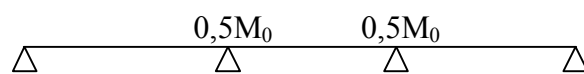
Valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

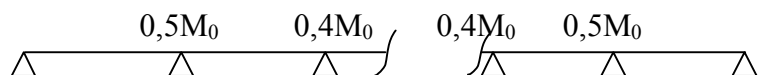
- cas de deux travées :



- cas de trois travées :



- cas de plus de trois travées:



Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

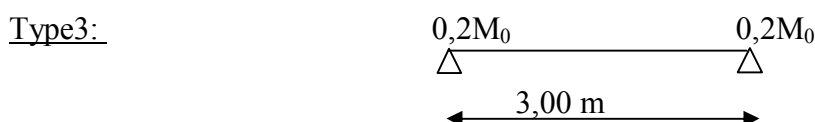
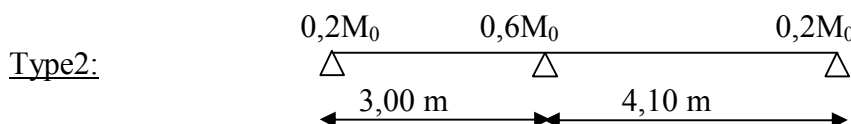
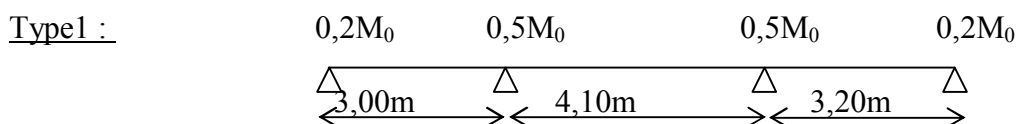
Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$

III-3 Calcul des poutrelles:

1) Type de poutrelles:

Notre construction comporte trois types de poutrelles; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.



2) Les combinaisons de charges:

Les charges par mètre linéaire /mL

❖ **Plancher RDC:**

$$\begin{cases} G = 5,14 \cdot 0,65 = 3,34 \text{ KN/mL} \\ Q = 2,5 \cdot 0,65 = 1,63 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,95 \text{ KN/mL} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,97 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

❖ **Plancher 1^{er} au 9^{ème} étage:**

$$\begin{cases} G = 5,14 \cdot 0,65 = 3,34 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,75 \cdot 0,65 = 1,14 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,22 \text{ KN/mL} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,48 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

❖ **Plancher terrasse:**

$$\begin{cases} G = 5,45 \cdot 0,65 = 3,54 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,00 \cdot 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,76 \text{ KN/mL} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,19 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

III-2 vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- 1- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$
 - a- plancher de R.D.C : $G = 5,14 \text{ KN/m}^2, Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,28 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifié
 - b- plancher étage courant : $G = 5,14 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
 $Q = 1,75 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,28 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$..vérifié
 - c- Plancher terrasse : $G = 5,45 \text{ KN/m}^2, Q = 1\text{KN/m}^2$
 $Q = 1\text{KN/m}^2 < 2G = 10,90 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots$ vérifié
- 2- Poutrelle à inertie constante ($I = \text{cte}$).....vérifié
- 3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du 1^{er} au 9^{ème} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciablenon vérifié

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode de trois moments

4- $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ cette condition n'est pas vérifiée

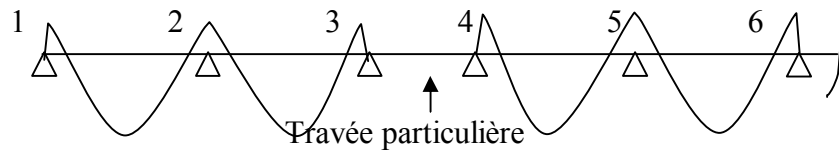
Puisque le rapport $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfait; on utilise **la méthode forfaitaire modifiée** pour la travée particulière; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour le reste des travées.

▪ **Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :**

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25; il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

a - cas ou la travée comprise entre deux grandes travées: (travée intermédiaire)



$$Ma_1 = (0 \sim 0,4) M_{012}$$

$$Ma_2 = 0,5 \max (M_{012} ; M_{023})$$

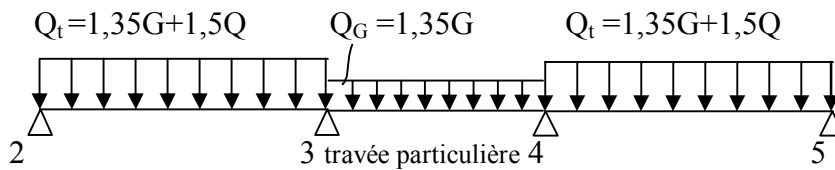
$$Ma_3 = 0,4 M_{023}$$

$$Ma_4 = 0,4 M_{045}$$

$$Ma_5 = 0,4 \max (M_{045} ; M_{056})$$

On calcule le moment minimal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment $M_{t_{34min}}$, on considère le chargement suivant:



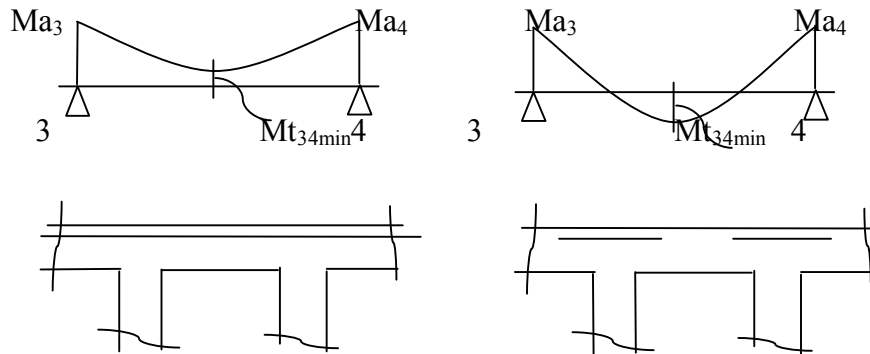
Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M_x = Q_G \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment $M_{t_{34min}}$ est évalué en remplaçant x par la valeur:

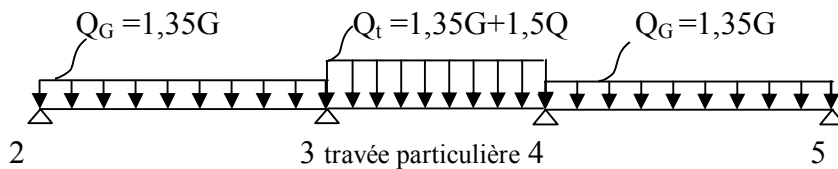
$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$$

Il est évidant que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situation suivantes:



On calcule le moment maximal de la travée particulière:

Pour la recherche du moment Mt_{34max} , on considère le chargement suivant:



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - M'a_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment Mt_{34max} est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L_3}$$

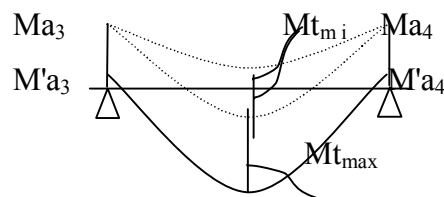
Avec: $Q_t = 1,35G + 1,5Q$

$$M'a_3 = 0,4 \min (M_{023}, M_{034})$$

$$M'a_4 = 0,4 \min (M_{034}, M_{045})$$

$$M_{023} = Q_G \cdot (L_2)^2 / 8, \quad M_{034} = Q_t \cdot (L_3)^2 / 8, \quad M_{045} = Q_G \cdot (L_4)^2 / 8$$

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M_{034}$



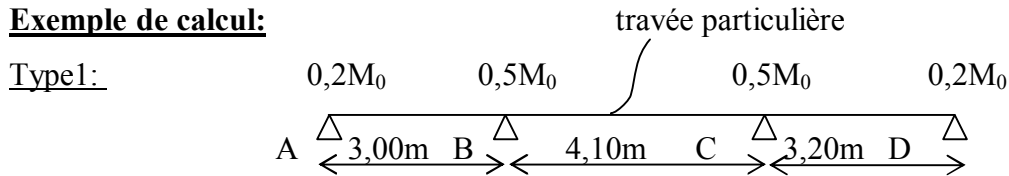
b- cas ou la travée particulière est une travée de rive:

Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre, à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.

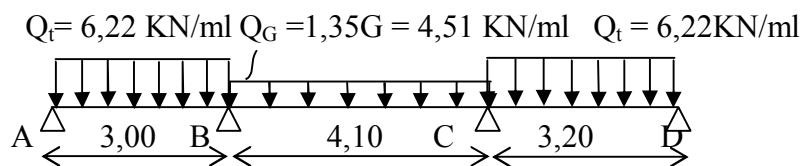
III.4.1-plancher étage courant:

Le calcul se fait à l'E.L.U

Exemple de calcul:



❖ **Calcul du moment minimal de la travée BC:**



Moments isostatiques:

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22 (3,0)^2 / 8 = 7,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51 (4,10)^2 / 8 = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22 (3,20)^2 / 8 = 7,96 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,4 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 M_{0CD} = 1,6 \text{ KN.m}$$

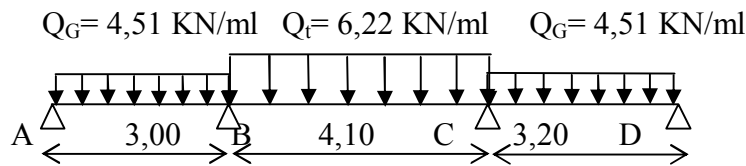
Moment en travée particulière BC:($M_{t_{\min}}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_G \cdot L} = \frac{4,10}{2} + \frac{4,74 - 4,74}{4,51 \cdot 4,10} = 2,05 \text{ m}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = Q_G \cdot x \left(\frac{L - x}{2} \right) - M_B \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = 4,51 \cdot 2,05 \left(\frac{4,10 - 2,05}{2} \right) - 4,74 \left(1 - \frac{2,05}{4,10} \right) - 4,74 \cdot \frac{2,05}{4,10} = 4,74 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du moment maximal de la travée BC:**



Moments isostatiques:

$$M'_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51(3,0)^2 / 8 = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22(4,10)^2 / 8 = 13,07 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51(3,20)^2 / 8 = 5,77 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M'_A = 0,2M'_{0AB} = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M'_B = 0,5 \min (M'_{0AB}, M'_{0BC}) = 2,53 \text{ KN.m}$$

$$M'_C = 0,5 \min (M'_{0BC}, M'_{0CD}) = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M'_D = 0,2M'_{0CD} = 1,15 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière BC: ($M_{t_{\max}}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_B - M'_C}{Q_t \cdot L} = \frac{4,10}{2} + \frac{2,53 - 2,88}{6,22 \cdot 4,10} = 2,04 \text{ m}$$

$$M_{t_{\max}}(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L - x}{2} \right) - M'_B \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_{t_{\max}}(x) = 6,22 \cdot 2,04 \left(\frac{4,10 - 2,04}{2} \right) - 2,53 \left(1 - \frac{2,04}{4,10} \right) - 2,88 \cdot \frac{2,04}{4,10} = 10,36 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dans les autres travées (AB et CD):

On utilise la méthode forfaitaire:

Sollicitation à l'E.L.U :

- $q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65 = 6,22 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = Q / (G + Q) = 1,14 / (3,34 + 1,14) = 0,2545$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,08 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,08
- $(1,2 + 0,3\alpha) / 2 = 0,64$ (travée de rive)
- $(1 + 0,3\alpha) / 2 = 0,54$ (travée intermédiaire)

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max} [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e) / 2] \\ [(1,2 + 0,3\alpha) / 2] \cdot M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w+M_e)/2]. \\ [(1+0,3\alpha)/2].M_0 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22(3,0)^2 / 8 = 7,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22(3,20)^2 / 8 = 7,96 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 1,4 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5\text{max} (M_{0AB}, M_{0BC}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5\text{max} (M_{0BC}, M_{0CD}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_{0CD} = 1,6 \text{ KN.m}$$

Moment en travée (AB et CD):

- Travée(AB) de rive :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{AB} \geq 1,08 \cdot 7,00 - (1,4 + 4,74) / 2 = 4,49 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{AB} \geq 0,64 \cdot M_{0AB} = 0,64 \cdot 7,00 = 4,48 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } \boxed{M_t^{AB} = 4,50 \text{ KN.m}}$$

- Travée(CD) de rive :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{CD} \geq 1,08 \cdot 7,96 - (4,74 + 1,6) / 2 = 5,43 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{CD} \geq 0,64 \cdot M_{0CD} = 0,64 \cdot 7,96 = 5,09 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } \boxed{M_t^{CD} = 5,45 \text{ KN.m}}$$

Effort tranchant:

- Travée (AB):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (1,4 - 4,74) / 3 + 6,22 \cdot 3 / 2 = 8,22 \text{ KN} \\ T_e = (1,4 - 4,74) / 3 - 6,22 \cdot 3 / 2 = -10,44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée (BC) :(particulière)

✓ T_{min}(travée déchargé)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (4,74 - 4,74) / 4,10 + 4,51 \cdot 4,10 / 2 = 9,24 \text{ KN} \\ T_e = (4,74 - 4,74) / 4,10 - 4,51 \cdot 4,10 / 2 = -9,24 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ T_{max}(travée chargée)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (2,53 - 2,88) / 4,10 + 6,22 \cdot 4,10 / 2 = 12,66 \text{ KN} \\ T_e = (2,53 - 2,88) / 4,10 - 6,22 \cdot 4,10 / 2 = -12,84 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée (CD):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (4,74 - 1,6) / 3,2 + 6,22 \cdot 3,2 / 2 = 10,93 \text{ KN} \\ T_e = (4,74 - 1,6) / 3,2 - 6,22 \cdot 3,2 / 2 = -8,97 \text{ KN} \end{array} \right.$$

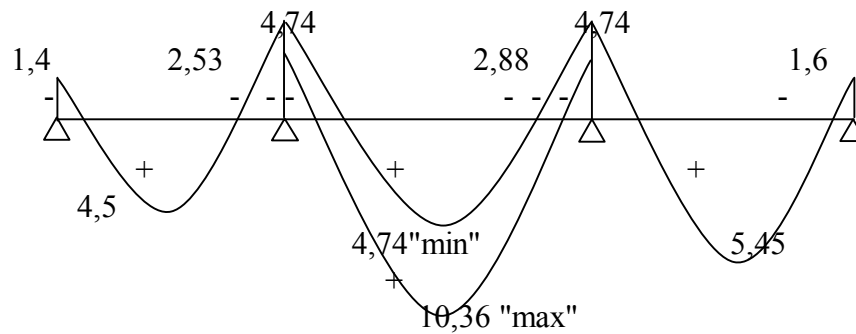


Figure III-1 Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]

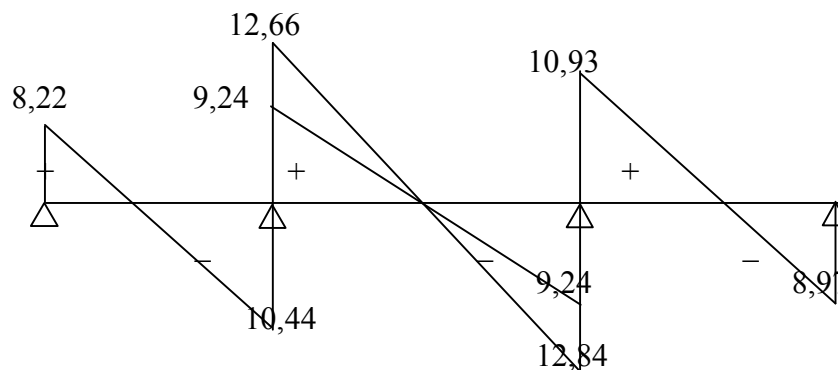


Figure III-2 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S				
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M ₀	Mt	Mw	Me	
01	A-B	3,00	7,0	4,5	1,4	4,74	8,22	10,44	5,04	3,22	1,01	3,51	
	B-C	4,1	Min	9,48	4,74	4,74	4,74	9,24	9,24	7,02	3,51	3,51	3,51
			Max	13,07	10,36	2,53	2,88	12,66	12,84	9,41	7,40	1,88	2,14
C-D	3,20	7,96	5,45	4,74	1,6	10,93	8,97	5,73	3,86	3,51	1,15		
02	A-B	3,0	Min	5,07	1,23	1,01	7,84	4,48	9,04	3,76	0,96	0,75	5,65
			Max	7,00	4,27	1,4	4,2	8,39	10,26	5,04	3,07	1,01	3,02
	B-C	4,10	13,07	8,9	7,84	2,61	14,03	11,47	9,41	6,40	5,65	1,88	
03	A-B	3,00	7,00	5,6	1,4	1,4	9,33	9,33	5,04	4,03	1,01	1,01	

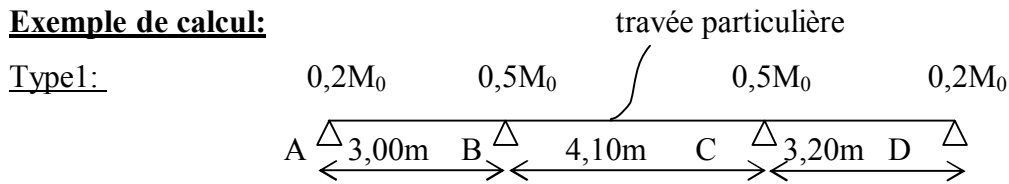
Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 10,36 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 7,84 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,03 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 7,40 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 5,65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.4.2-plancher RDC:

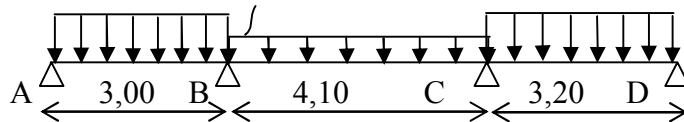
Le calcul se fait à l'E.L.U

Exemple de calcul:



❖ **Calcul du moment minimal de la travée BC:**

$$Q_t = 6,95 \text{ KN/ml} \quad Q_G = 1,35G = 4,51 \text{ KN/ml} \quad Q_t = 6,95 \text{ KN/ml}$$



Moments isostatiques:

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22(3,0)^2 / 8 = 7,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51(4,10)^2 / 8 = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22(3,20)^2 / 8 = 8,90 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 1,56 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_{0CD} = 1,78 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière BC:(Mt_{min})

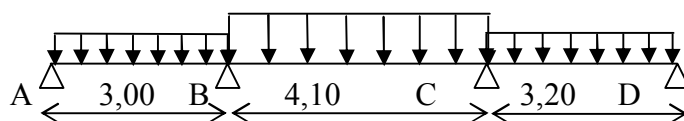
$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_B - M_C}{Q_G \cdot L} = \frac{4,10}{2} + \frac{4,74 - 4,74}{4,51 \cdot 4,10} = 2,05 \text{ m}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = Q_G \cdot x \left(\frac{L - x}{2} \right) - M_B \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = 4,51 \cdot 2,05 \cdot \left(\frac{4,10 - 2,05}{2} \right) - 4,74 \cdot \left(1 - \frac{2,05}{4,10} \right) - 4,74 \cdot \frac{2,05}{4,10} = 4,74 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du moment maximal de la travée BC:**

$$Q_G = 4,51 \text{ KN/ml} \quad Q_t = 6,95 \text{ KN/ml} \quad Q_G = 4,51 \text{ KN/ml}$$



Moments isostatiques:

$$M'_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51(3,0)^2 / 8 = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,22(4,10)^2 / 8 = 14,60 \text{ KN.m}$$

$$M'_{0CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,51(3,20)^2 / 8 = 5,77 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M'_A = 0,2M'_{0AB} = 1,01 \text{ KN.m}$$

$$M'_B = 0,5\min (M'_{0AB}, M'_{0BC}) = 2,54 \text{ KN.m}$$

$$M'_C = 0,5\min (M'_{0BC}, M'_{0CD}) = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M'_D = 0,2M'_{0CD} = 1,15 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière BC:(Mt_{max})

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M'_B - M'_C}{Q_t \cdot L} = \frac{4,10}{2} + \frac{2,54 - 2,88}{6,95 \cdot 4,10} = 2,04 \text{ m}$$

$$Mt_{\max}(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L - x}{2} \right) - M'_B \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'_C \cdot \frac{x}{L}$$

$$Mt_{\max}(x) = 6,95 \cdot 2,04 \left(\frac{4,10 - 2,04}{2} \right) - 2,54 \left(1 - \frac{2,04}{4,10} \right) - 2,88 \cdot \frac{2,04}{4,10} = 11,89 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dans les autres travées (AB et CD):

On utilise la méthode forfaitaire:

Sollicitation à l'E.L.U :

- $q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65 = 6,95 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = Q / (G + Q) = 1,14 / (3,34 + 1,63) = 0,33$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,1 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,1
- $(1,2 + 0,3\alpha) / 2 = 0,654$ (travée de rive)
- $(1 + 0,3\alpha) / 2 = 0,55$ (travée intermédiaire)

$$\text{Travée de rive : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e) / 2] \\ [(1,2 + 0,3\alpha) / 2] \cdot M_0 \end{cases}$$

$$\text{Travée intermédiaire : } Mt \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e) / 2] \\ [(1 + 0,3\alpha) / 2] \cdot M_0 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0AB} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,95(3,0)^2 / 8 = 7,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 6,95(3,20)^2 / 8 = 8,90 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 1,56 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5\max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5\max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 4,74 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2M_{0CD} = 1,78 \text{ KN.m}$$

Moment en travée (AB et CD):

- Travée(AB) de rive :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{AB} \geq 1,1.7,82 - (1,56 + 4,74)/2 = 5,45 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{AB} \geq 0,65.M_{0AB} = 0,65.7,82 = 5,08 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{AB} = 5,46 \text{ KN.m}$$

- Travée(CD) de rive :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{CD} \geq 1,1.8,90 - (4,74 + 1,78)/2 = 6,53 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{CD} \geq 0,65.M_{0CD} = 0,65.8,90 = 5,79 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{CD} = 6,54 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant:

- Travée (AB):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (1,56 - 4,74)/3 + 6,95.3/2 = 9,37 \text{ KN} \\ T_e = (1,56 - 4,74)/3 - 6,95.3/2 = -11,48 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée (BC): (particulière)

✓ T_{min} (travée déchargé)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (4,74 - 4,74)/4,10 + 4,51.4,10/2 = 9,24 \text{ KN} \\ T_e = (4,74 - 4,74)/4,10 - 4,51.4,10/2 = -9,24 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ T_{max} (travée chargée)

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (2,54 - 2,88)/4,10 + 6,95.4,10/2 = 14,16 \text{ KN} \\ T_e = (2,54 - 2,88)/4,10 - 6,95.4,10/2 = -14,33 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée (CD):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (4,74 - 1,78)/3,2 + 6,95.3,2/2 = 12,04 \text{ KN} \\ T_e = (4,74 - 1,78)/3,2 - 6,95.3,2/2 = -10,20 \text{ KN} \end{array} \right.$$

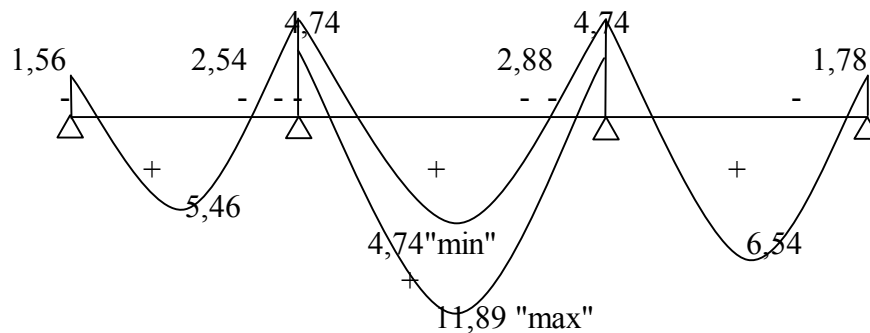


Figure III-3 Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]

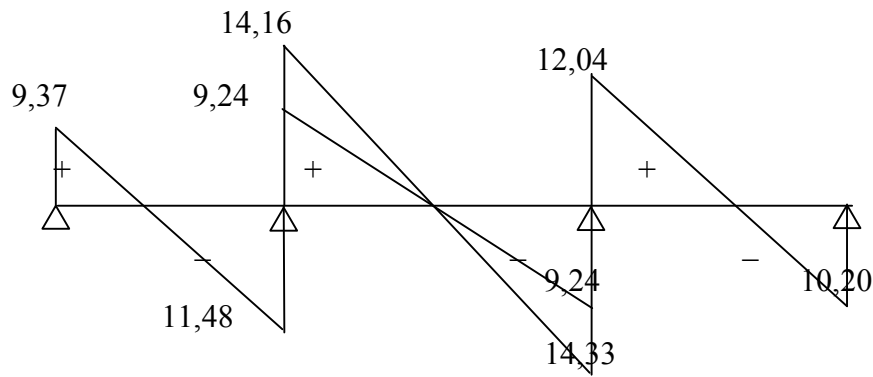


Figure III-4 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher RDC, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S)

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S				
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e	
01	A-B	3,00	7,82	5,46	1,56	4,74	9,37	11,48	5,60	3,86	1,12	3,51	
	B-C	4,1	Min	9,48	4,74	4,74	4,74	9,24	9,24	7,02	3,51	3,51	3,51
			Max	14,60	11,89	2,54	2,88	14,16	14,33	10,44	7,92	1,88	3,18
C-D	3,20	8,90	6,54	4,74	1,78	12,04	10,20	6,36	4,62	3,51	1,27		
02	A-B	3,0	Min	5,07	0,92	1,02	8,76	4,19	9,35	3,76	0,76	0,75	6,26
			Max	7,82	4,77	1,56	4,70	9,38	11,47	5,60	3,41	1,12	3,36
	B-C	4,10	14,60	10,23	8,76	2,92	15,67	12,82	10,44	7,32	6,26	2,10	
03	A-B	3,00	7,82	6,26	1,56	1,56	10,42	10,42	5,59	4,47	1,12	1,12	

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \\
 \text{E.L.S}
 \end{array} \right\} \begin{array}{l}
 \left\{ \begin{array}{l}
 M_{\text{travée}_{\max}} = 11,89 \text{ KN.m} \\
 M_{\text{appui}_{\max}} = 8,76 \text{ KN.m} \\
 T_{\max} = 15,67 \text{ KN}
 \end{array} \right. \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 M_{\text{travée}_{\max}} = 7,92 \text{ KN.m} \\
 M_{\text{appui}_{\max}} = 6,26 \text{ KN.m}
 \end{array} \right.
 \end{array}
 \end{array}$$

III.4.3-plancher terrasse:

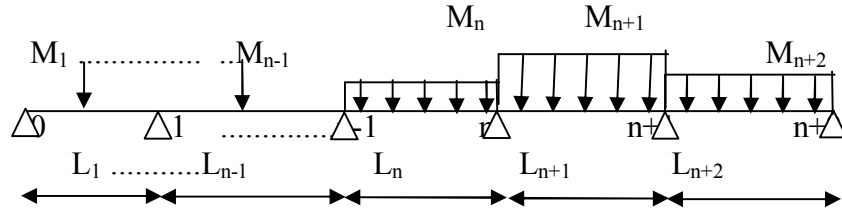
On a les même types de poutrelles définies précédemment

Méthode de calcul:

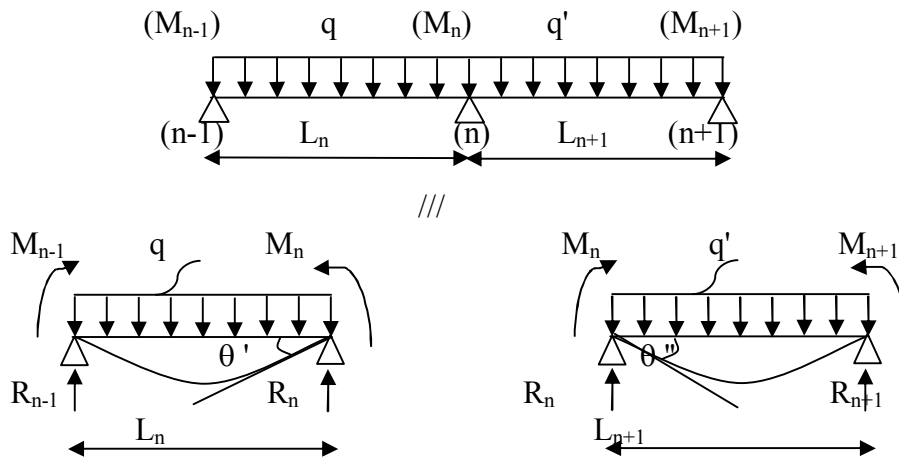
Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse),on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments.**

Principe de calcul de la méthode des trois moments:

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

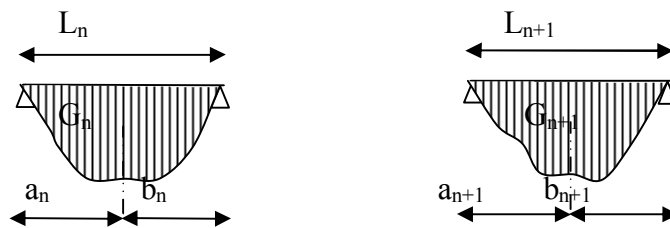


Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les condition de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} :les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

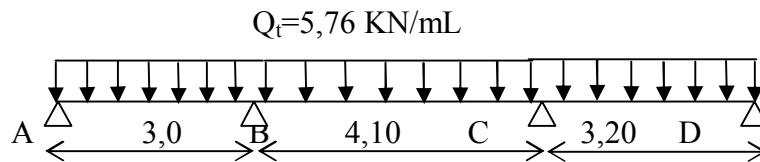
$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée **équation CLAPEYRON**.

Exemple de calcul:

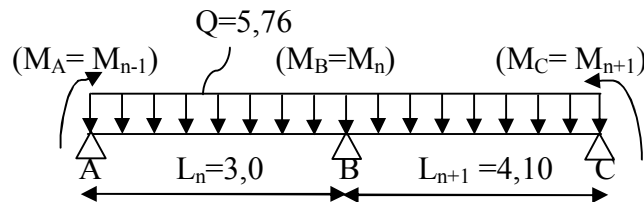
On prend comme exemple de calcul le 1^{er} type de poutrelle (avec 3 travées)



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie AB:

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,5 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \cdot 3 \cdot 6,48 = 12,96 \text{ m}^2$$

Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 12,10 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,05 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 4,10 \cdot 12,10 = 33,08 \text{ m}^2$$

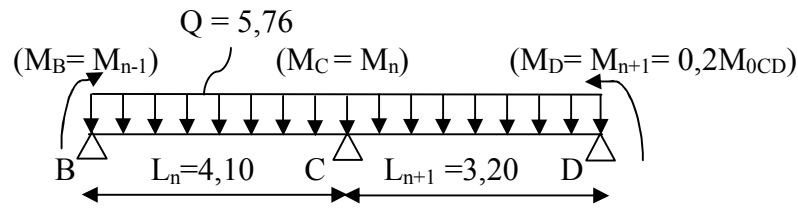
$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3M_A + 2(3+4,10) \cdot M_B + 4,10M_C = -6[(12,96 \cdot 1,5/3) + (33,08 \cdot 2,05/4,10)]$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -1,3 \text{ KN.m}$$

$$14,2M_B + 4,10M_C - 3,9 = -138,12$$

$$14,2M_B + 4,10M_C + 134,22 = 0 \dots\dots\dots (\alpha)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D



Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 12,10 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,05 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 4,10 \cdot 12,10 = 33,08 \text{ m}^2$$

Partie CD:

$$M_{0CD} = Ql^2/8 = 7,37 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0CD} = 2/3 \cdot 3,20 \cdot 7,37 = 15,72 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,10M_B + 2(4,10 + 3,20) \cdot M_C + 3,20M_D = -6[(33,08 \cdot 2,05/4,10) + (15,72 \cdot 1,6/3,2)]$$

$$\text{Avec: } M_D = 0,2 \cdot M_{0CD} = 1,47 \text{ KN.m}$$

$$4,10M_B + 14,16M_C + 141,7 = 0 \dots \dots \dots (\beta)$$

De(α) et(β):

- les moments sur appuis sont:

$$M_A = -1,3 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -7,24 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -7,69 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -1,47 \text{ KN.m}$$

-les moments en travée:

$$M_{tAB} = M_A + M_B / 2 + M_{0AB} = -1,3 - 7,24/2 + 6,48 = 2,21 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} = 2,21 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} = 4,64 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} = 2,79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

L'effort tranchant:

- Travée (AB):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (1,3 - 7,24)/3 + 5,76 \cdot 3/2 = 6,66 \text{ KN} \\ T_e = (1,3 - 7,24)/3 - 5,76 \cdot 3/2 = -10,62 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Travée (BC):

$$\begin{cases} T_w = (7,24-7,69)/4,10+5,76.4,10/2 = 11,70 \text{ KN} \\ T_e = (7,24-7,69)/4,10 -5,76.4,10/2 = -11,92 \text{ KN} \end{cases}$$
- Travée (CD):

$$\begin{cases} T_w = (7,69-1,47)/3,2+5,76.3,2/2 = 11,15 \text{ KN} \\ T_e = (7,69-1,47)/3,2 -5,76.3,2/2 = -7,27 \text{ KN} \end{cases}$$

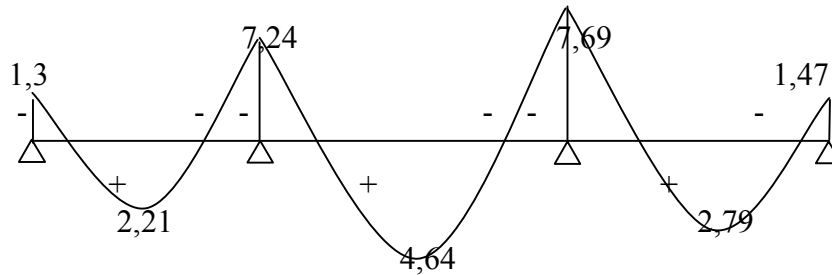


Figure III-5 Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]

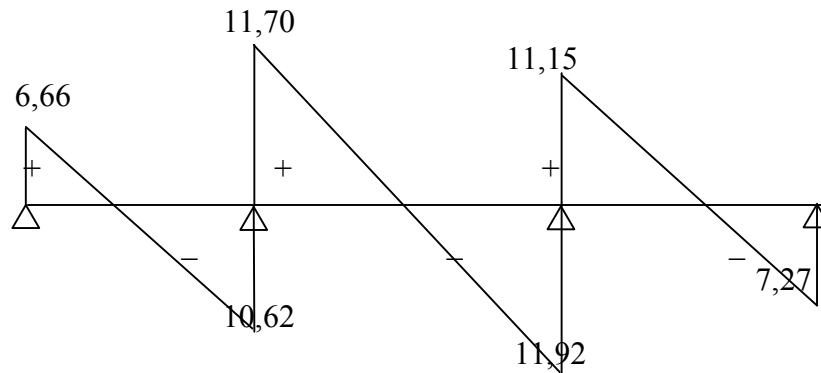


Figure III-6 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Pour le plancher terrasse, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S):

Type de poutrelle	travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
01	A-B	3,00	6,48	2,21	1,3	7,24	6,66	10,62	4,96	1,77	0,99	5,40
	B-C	4,10	12,10	4,64	7,24	7,69	11,70	11,92	8,93	3,41	5,40	5,64
	C-D	3,20	7,37	2,79	7,69	1,47	11,15	7,27	5,38	2,02	5,64	1,08
02	A-B	3,0	6,48	1,66	1,36	8,93	6,39	11,32	4,96	1,21	0,99	6,52
	B-C	4,10	12,10	6,56	8,93	2,45	13,45	10,31	8,93	4,78	6,52	1,79
03	A-B	3,00	6,48	5,2	1,3	1,3	8,64	8,64	4,71	3,77	0,94	0,94

Les sollicitations maximales de calcul sont:

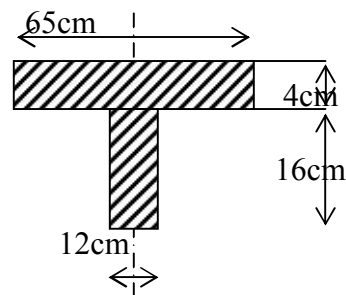
$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 6,56 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 8,93 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 13,45 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 4,78 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 6,52 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

III.4-Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des section en "T" dont les dimensions sont données comme suit:



Données :

- Largeur de la poutrelle $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$
- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

III.4.1-Plancher étage courant (1^{er} au 9^{ème} étage):

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 10,36 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 7,84 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.4.1.1-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

❖ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0 / 2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4 / 2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 10,36 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht) = (65 x20) cm² soumise à

$$M_{tmax} = 10,36 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,36 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,035 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,035 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9825$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,36 \cdot 10^3}{0,9825 \cdot 18 \cdot 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

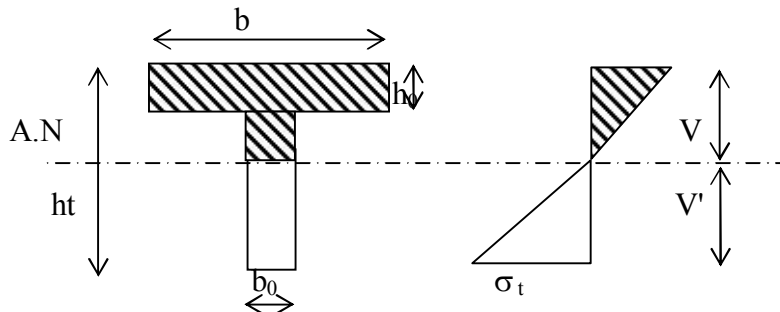
Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec: } I = b_0 \cdot \frac{ht^3}{3} + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \cdot ht + (b - b_0) \cdot h_0] V'^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]}$$



$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 12 \cdot (20)^2 / 3 + (65 - 12) \cdot (4)^3 / 3 - [12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4] \cdot (6,25)^2$$

$$I = 15475,55 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 1,68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T10 +1T8 = 2,07 cm².

❖ **sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20)\text{cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,84 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,142 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,142 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,923$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,84 \cdot 10^3}{0,923 \cdot 18 \cdot 348} = 1,36 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 625} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{scal}} = 1,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T10 = 1,57 cm².

III.4.1.2.-Vérification des contraintes à l' E.L.S :

-Plancher étage courant :

$$M_{\text{ser}} = 7,40 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,07 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,07 \cdot (d - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 31,05y - 558,9 = 0 \Rightarrow y = 3,69\text{cm}$$

$y = 3,69\text{cm} < 4\text{cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,69)^3 + 15.2,07 \cdot (8 - 3,69)^2 = 7447 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des contraintes :

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{7,40 \cdot 10^3}{7447} \cdot 3,69 = 3,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 14,03 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14,03 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,65 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

3-Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

Diamètre $\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 8) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}.$

on adopte: $\Phi_t = 6 \text{ mm}.$

4-Calculation des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(16,2; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} St \leq 16,20 \text{ cm}$$

5-La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3 k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k = 1$ (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

- On calcule la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4,10/2 + (7,84 - 2,61)/6,22 \cdot 4,10 = 2,26 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,26 - 0,1 = 2,16 \text{ m}$$

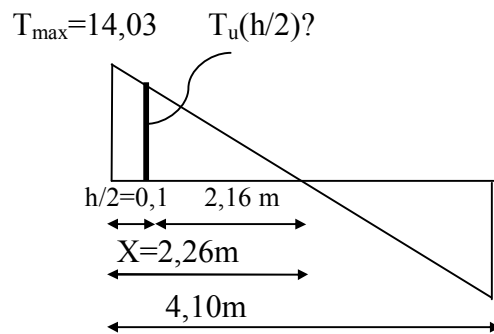
$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 14,03 \cdot 2,16/2,26 = 13,41 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = 13,41 \text{ KN}$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (13,41 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,62 \text{ MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,62 - 0,31 \cdot 2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot \frac{235}{1,15}} = 6,52 \cdot 10^{-4} \text{ cm} \dots \dots (1)$$



6- Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,62}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,306 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_L,; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

$$St \leq 15\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

On adopte $\left\{ \begin{array}{l} St = 10\text{cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ St = 15\text{cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

7-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis .:

$$T_u = 14,03 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 7,84 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{7,84}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 48,39 \text{ KN} > T_u = 14,03 \text{ KN}$$

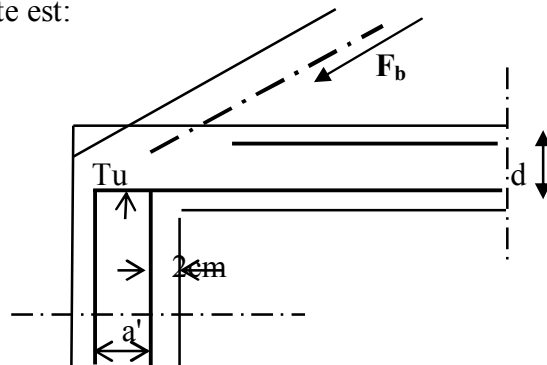
Les armatures longitudinales inférieurs ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bête d'about :

La contrainte de compression dans la bête est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$D'où \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$



a: la longueur d'appui de la bête

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bête est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 14,03 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12,25 \cdot 10} = 0,0175\text{m} = 1,75 \text{ cm}$$

$$a = \min (a' ; 0,9 d)$$

$$a = \min (31\text{cm}; 16,2\text{cm}) = 16,2 > 1,75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

9-Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T/0,9d.\mu.n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s . f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s=1,5$ pour H.A

T: effort tranchant max $T=14,03$ KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues $n = 3$

μ : périmètre d'armature tendue $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14$ cm

$$\tau_{u_{ser}} = 14,03 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 5 \times 10^2 = 0,92$$
 Mpa

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15$$
 Mpa

$$\tau_{u_{ser}} = 0,92 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 . f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 . 2,1 = 2,835$$
 MPa.

$$L_s = \phi f_e / 4\tau_s.$$

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = 1.400 / 4.2, 835 = 35,27$$
 cm.

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35$ cm

Nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5.1 = 5,5$$
 cm.

10-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,0488 > 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition.vérifi ée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,0488 < \frac{7,4}{15.9,41} = 0,0524 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,07}{12.18} = 0,00958 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} et la 3^{ème} condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.I_{f_v}}$$

F_i : flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec: $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$I_{f_i} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v.\mu_g}$$

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

I_{f_i} : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{f_v} : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

-Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i.y_i}{\sum A_i} = \frac{(b.h_0).(h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0.(h - h_0)/2] + \eta.A_s.c}{(b.h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta.A_s}$$

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4).12.(20 - 4)/2] + 15.2,07.2}{(65.4) + (20 - 4).12 + 15.2,07}$$

$$y_G = 12,99 \cong 13 \text{ cm}$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65.(13)^3}{3} - \frac{(65 - 12).(13 - 4)^3}{3} + \frac{12.(20 - 13)^3}{3} + 15.2,07.(18 - 13)^2$$

$$I_g = 36870,92 \text{ cm}^4$$

-Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 5,14 \times 0,65 = 3,34 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q) : P = (5,14+1,75) \times 0,65 = 4,48 \text{ KN/m}$

-Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85.J.L^2/8 = 0,85 . 1,82. (4,10)^2/8 = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85.G.L^2/8 = 0,85.3,34. (4,10)^2/8 = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85.P.L^2/8 = 0,85. 4,48(4,10)^2/8 = 8,00 \text{ KN.m}$$

-calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_s \cdot Z} = \frac{3,25 \cdot 10^3}{2,07 \cdot 0,9 \cdot 18} = 96,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{5,96 \cdot 10^3}{2,07 \cdot 0,9 \cdot 18} = 177,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{8,00 \cdot 10^3}{2,07 \cdot 0,9 \cdot 18} = 238,56 \text{ MPa}$$

-Calcul des coefficients:

$f; \lambda_i; \lambda_v$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,07}{12 \cdot 18} = 0,0096$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,0096} = 4,28.$$

$$\lambda_v = (2/5) \lambda_i = (2/5) \cdot 4,28 = 1,712.$$

-Calcul des coefficients (μ_i):

$$\diamond \mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1)(4 \cdot 0,0096 \cdot 96,92) + 2,1] = 0,369$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \cdot 2,1)(4 \cdot 0,0096 \cdot 177,73) + 2,1] = 0,588$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75 \cdot 2,1)(4 \cdot 0,0096 \cdot 238,56) + 2,1] = 0,674$$

-Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G = 36870,92 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 3687092}{(1 + 4,28 \cdot 0,369)} = 11533,17 \text{ m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 3687092}{(1 + 4,28 \cdot 0,588)} = 6350,15 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 3687092}{(1 + 4,28 \cdot 0,674)} = 10440,40 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \cdot 3687092}{(1 + 1,712 \cdot 0,588)} = 20211,74 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10E_i \cdot I_{FI}}$$

$$F_{ij} = \frac{3,25(4,10)^2 \cdot 10^7}{(10.321642.15724,3)} = 0,108\text{cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{5,96.(4,10)^2 \cdot 10^7}{(10.321642.11533,17)} = 0,270\text{cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{8,00.(4,10)^2 \cdot 10^7}{(10.321642.10440,40)} = 0,400\text{cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{5,96.(4,10)^2 \cdot 10^7}{(10.10818,86.20211,74)} = 0,458\text{cm.}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,458 - 0,108 + 0,400 - 0,270 = 0,48 \text{ cm}$$

F_{total} = 0,48 cm

$$F_{adm} = L/500 = 410/500 = 0,82 \text{ cm.}$$

F_{adm} = 0,82 cm

F_{total} = 0,48 cm < F_{adm} = 0,82 cmcondition vérifiée.

III.4.2-Plancher R.D.C:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée,max} = 11,89 \text{ KN.m} \\ M_{appui,max} = 8,76 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 15,67 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4.2.1-Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U:

❖ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimé intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 11,89 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b x ht) = (65 x 20) cm² soumise à

$$M_{tmax} = 11,89 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,36 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,040 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,040 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,980$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,89 \cdot 10^3}{0,980 \cdot 18 \cdot 348} = 1,94 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V = \frac{12 \cdot (20)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 15475,55 \text{ cm}^4$$

$$V' = ht - V = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s\text{cal}} = 1,94 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T12 = 2,26 cm².

❖ **sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8,76 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,16 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,16 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,912$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,76 \cdot 10^3}{0,912 \cdot 18 \cdot 348} = 1,53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,25} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s\text{cal}} = 1,53 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 1T10+1T12 = 1,91 cm².

III.4.2.2-Vérification des contraintes à L.E.S :**III.3.1-Plancher R.D.C :**

$$M_{ser}=7,92 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$32,5.y^2 - 15.2,26.(d-y) = 0$$

$$32,5.y^2 + 33,9y - 610,2 = 0 \Rightarrow y = 3,84 \text{ cm}$$

$y = 3,84 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b.y^3}{3} + \eta A' (y - c') + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A (d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,84)^3 + 15.2,26.(18 - 3,84)^2 = 8023,97 \text{ cm}^4.$$

III.4.2.3-Calcul des contraintes :**1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} . y = \frac{7,92.10^3}{8023,97} . 3,84 = 3,80 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max}=15,67 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 . d} = \frac{15,67.10^3}{0,12.0,18} = 0,73 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

3-Les armatures transversales At:

$$\Phi_t \leq \min(h / 35; b_0 / 10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

Diamètre : $\Phi_t \leq \min(200 / 35; 120 / 10; 8) = 5,71 \approx 6mm.$

on adopte : $\Phi_t = 6mm.$

4-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d ; 40cm) \\ St &\leq \min(16,2 ; 40cm) \end{aligned} \right\} St \leq 16,20cm$$

5-La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

- On calcule la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4,10/2 + (8,76 - 2,92)/6,95 \cdot 4,10 = 2,25 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,26 - 0,1 = 2,15 \text{ m}$$

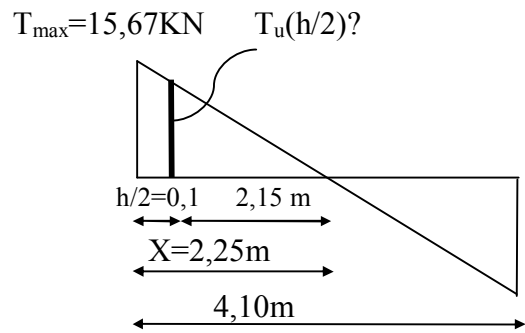
$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 15,67 \cdot 2,16/2,25 = 14,97 \text{ KN}$$

$T_u(h/2) = 14,97 \text{ KN}$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (14,97 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,69 \text{ MPa}$$

$\tau_u(h/2) = 0,69 \text{ MPa}$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,69 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 12}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 3,91 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$



6-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,69}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,012 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,02 \cdot 15 = 0,306 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_L,; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

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

On adopte $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10\text{cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

7-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis .:

$$T_u = 15,67 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 8,96 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{8,96}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 55,31 \text{ KN} > T_u = 15,67 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bille d'about :

la contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: longueur d'appui de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \cdot 15,67 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,0196m = 1,96 \text{ cm}$$

$a = \min(a'; 0,9d)$

$a = \min(31\text{cm}; 16,2\text{cm}) = 16,2 \text{ cm} > 1,96 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

9-Entraînement des armatures :

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u\text{ser}} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u\text{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{u\text{ser}} = 15,67 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,77 \times 2 \times 10^2 = 1,28 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u\text{ser}} = 1,28 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u\text{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée

-Ancrage des armatures tendues :

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1,2cm

$$L_s = 1,2 \cdot 400 / 4 \cdot 2,835 = 42,32 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1,2 = 6,6 \text{ cm.}$$

10-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,0488 > 0,0444 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{\text{ser}}}{15 \cdot M_{0\text{ser}}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,0488 < \frac{7,92}{15 \cdot 10,44} = 0,0506 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,26}{12 \cdot 18} = 0,01046 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} et la 3^{ème} condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

-Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 2,26 \cdot 2}{(65 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 2,26}$$

$$y_G = 12,93 \text{ cm}$$

-Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (12,93)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (12,93 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,93)^3}{3} + 15 \cdot 2,26 \cdot (18 - 12,93)^2$$

$$I_g = 36541 \text{ cm}^4$$

-Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$.

2-charge après mise de revêtement : $G = 5,14 \times 0,65 = 3,34 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G+Q) : P = (5,14+2,5) \times 0,65 = 4,97 \text{ KN/m}$

-Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \cdot J \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 1,82 \cdot (4,10)^2/8 = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 3,34 \cdot (4,10)^2/8 = 5,96 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 4,97 \cdot (4,10)^2/8 = 8,88 \text{ KN.m}$$

-calcul des contraintes:

$$\sigma_{sJ} = \frac{M_J}{A_s \cdot Z} = \frac{3,25 \cdot 10^3}{2,26 \cdot 0,9 \cdot 18} = 86,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{5,96 \cdot 10^3}{2,26 \cdot 0,9 \cdot 18} = 162,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{8,88 \cdot 10^3}{2,26 \cdot 0,9 \cdot 18} = 242,54 \text{ MPa}$$

-Calcul des coefficients :

$$f, \lambda_i, \lambda_v$$

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26}{12 \cdot 18} = 0,0105$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot 12/65) \cdot 0,0105} = 3,92.$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = (2/5) \cdot 3,92 = 1,568.$$

-Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\diamond \mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,009688,77) + 2,1] = 0,369$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,0105162,79) + 2,1] = 0,589$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75 \cdot 2,1) / (4 \cdot 0,0105242,54) + 2,1] = 0,700$$

-Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} ; I_0 = I_G = 36541 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 36541}{(1 + 3,92 \cdot 0,369)} = 16429,77 \text{ m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 36541}{(1 + 3,92 \cdot 0,589)} = 12147,64 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 36541}{(1 + 3,92 \cdot 0,700)} = 10735,87 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 3687092}{(1 + 1,568 \cdot 0,589)} = 20896,29 \text{ cm}^4.$$

-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{3,25(4,10)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 321642 \cdot 16429,77)} = 0,103 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{5,96(4,10)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 321642 \cdot 12147,64)} = 0,256 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{8,88(4,10)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 321642 \cdot 10735,87)} = 0,432 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{5,96(4,10)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 10818,86 \cdot 20896,29)} = 0,443 \text{ cm}.$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,443 - 0,103 + 0,432 - 0,256 = 0,516 \text{ cm}$$

$$F_{total} = \mathbf{0,516 \text{ cm}}$$

$$F_{adm} = L/500 = 410/500 = 0,82 \text{ cm}.$$

$$F_{adm} = \mathbf{0,82 \text{ cm}}$$

$$F_{total} = \mathbf{0,516 \text{ cm}} < F_{adm} = \mathbf{0,82 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.4.3-Plancher terrasse:

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E.L.U \begin{cases} M_{travée_{max}} = 6,56 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 8,93 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 13,45 \text{ KN} \end{cases}$$

III.4.3.1-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):❖ **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T, il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 6,56 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{tmax} = 6,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,56 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,022 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,022 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,989$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,56 \cdot 10^3}{0,989 \cdot 18 \cdot 348} = 1,06 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té):

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,75} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{s_{cal}} = 1,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T10 = 1,57 cm².

❖ sur appuis:

la section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8,93 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 12} = 0,172 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,16 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,905$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,93 \cdot 10^3}{0,905 \cdot 18 \cdot 348} = 1,58 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{15475,55}{0,81 \cdot 20 \cdot 625} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_{\text{cal}} = 1,58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Le choix: 2T12 = 2,26 cm².

III.3-Vérification des contraintes à L'E.L.S :**III.3.1-Plancher terrasse :**

$$M_{\text{ser}} = 6,52 \text{ KN.m}$$

-Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,26 \cdot (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,84 \text{ cm}$$

$y = 3,84 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,84)^3 + 15 \cdot 2,26 \cdot (18 - 3,84)^2 = 8023,97 \text{ cm}^4.$$

III.4.3.3-Calcul des contraintes :

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{6,52 \cdot 10^3}{8023,97} \cdot 3,84 = 3,12 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,12 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2-Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \frac{6,52(18 - 3,84) \cdot 10^3}{8023,97} = 172,60 \text{Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}}) \text{MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_{st} = 172,60 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition...vérifié}$$

3-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max}=13,45 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13,45 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,62 \text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

4-Les armatures transversales A_t :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

Diamètre: $\Phi_t \leq \min(200/35; 120/10; 8) = 5,71 \approx 6 \text{mm.}$

on adopte: $\Phi_t = 6 \text{mm.}$

5-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} St &\leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) \\ St &\leq \min(16,2; 40 \text{cm}) \end{aligned} \right\} St \leq 16,20 \text{ cm}$$

6-La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (fissuration préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos \alpha = 1 \text{ fe}=235 \text{ Mpa} ; \delta_s=1,15$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la m\^ethode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{\max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

- On calcul la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4,10/2 + (8,93 - 2,45)/5,76 \cdot 4,10 = 2,32 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,2/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,32 - 0,1 = 2,22 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 13,45 \cdot 2,22/2,32 = 12,87 \text{ KN}$$

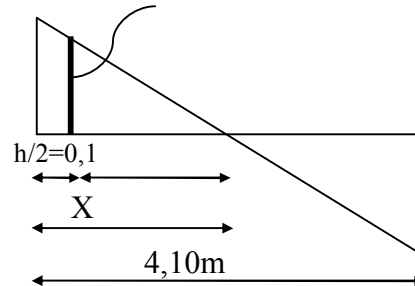
$$T_u(h/2) = 12,87 \text{ KN}$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = (12,87 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = 0,60 \text{ MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,60 - 0,3 \cdot 1,2) \cdot 12}{0,9 \cdot 1,15 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,002 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots (1)$$

$$T_{\max}=13,45 \text{ KN} \quad T_u(h/2)?$$



7-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,60}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,012 \text{ cm} \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,306 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$St \leq \min (10\Phi_L,; 15\text{cm})$$

$$St \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

$$St \leq 15\text{cm}$$

$$St=15\text{cm}$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} St=10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ St= 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$$

8-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis .:

$$T_u = 13,45 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 8,93 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{8,93}{0,9.18.10^{-2}} = 55,12\text{KN} > T_u = 13,45\text{KN}$$

Les armatures longitudinal inférieur ne sont pas soumises à un effort de traction.

9-Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où } \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: longueur d'appui de la biellette

$$\text{On doit avoir } \bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$$

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifiée que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2.13,45.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,017\text{m}=1,70 \text{ cm}$$

$$a = \min (a' ; 0,9 d)$$

$$a = \min (31\text{cm}; 16,2\text{cm}) = 16,2 \text{ cm} > 1,70 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

10-Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T/0,9d.\mu.n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s . f_{t28}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 13,45 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 2 \times 10^2 = 1,32 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 1,32 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Ancrage des armatures tendues :

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 . f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 . 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \sigma f_c / 4\tau_s$.

$$L_s = 1.400 / 4.2, 835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35\text{cm}$

Nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\sigma = 5,5.1 = 5,5 \text{ cm.}$$

11-Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,0488 > 0,0444 \right) \dots \dots \dots \text{condition.véri fiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{410} = 0,0488 > \frac{4,78}{15.8,93} = 0,0357 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_c} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,57}{12.18} = 0,00727 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée} \end{array} \right.$$

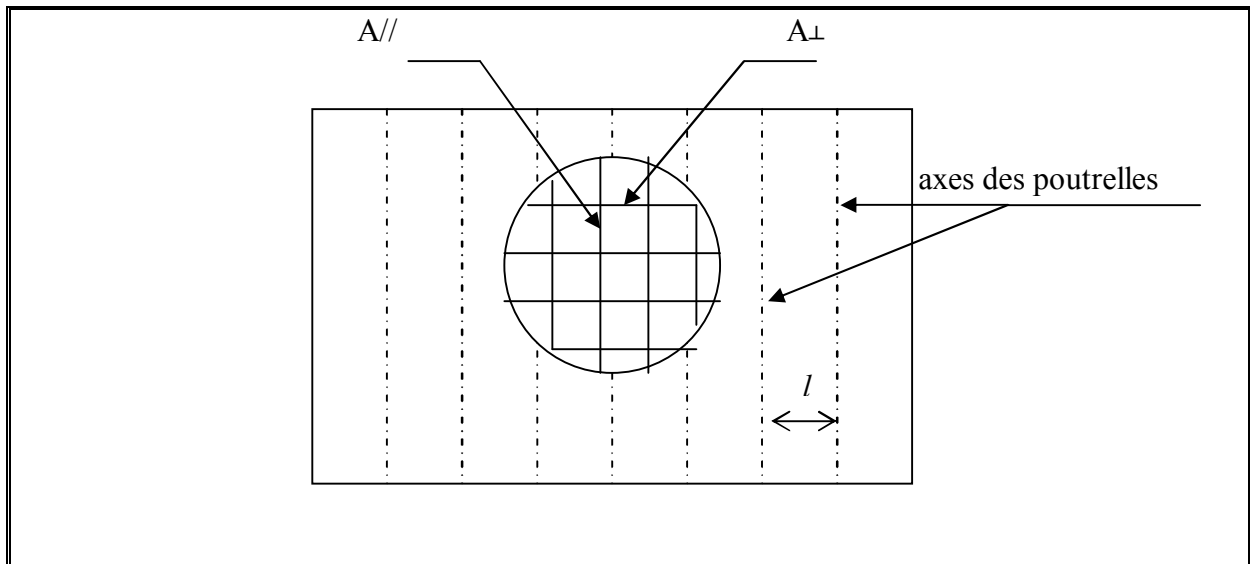
Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.2-calcul le ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.



❖ section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

❖ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$f_e = 215 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 2,51/2 = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 5 \phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section $5 \phi 8$ avec un espacement de 20 cm

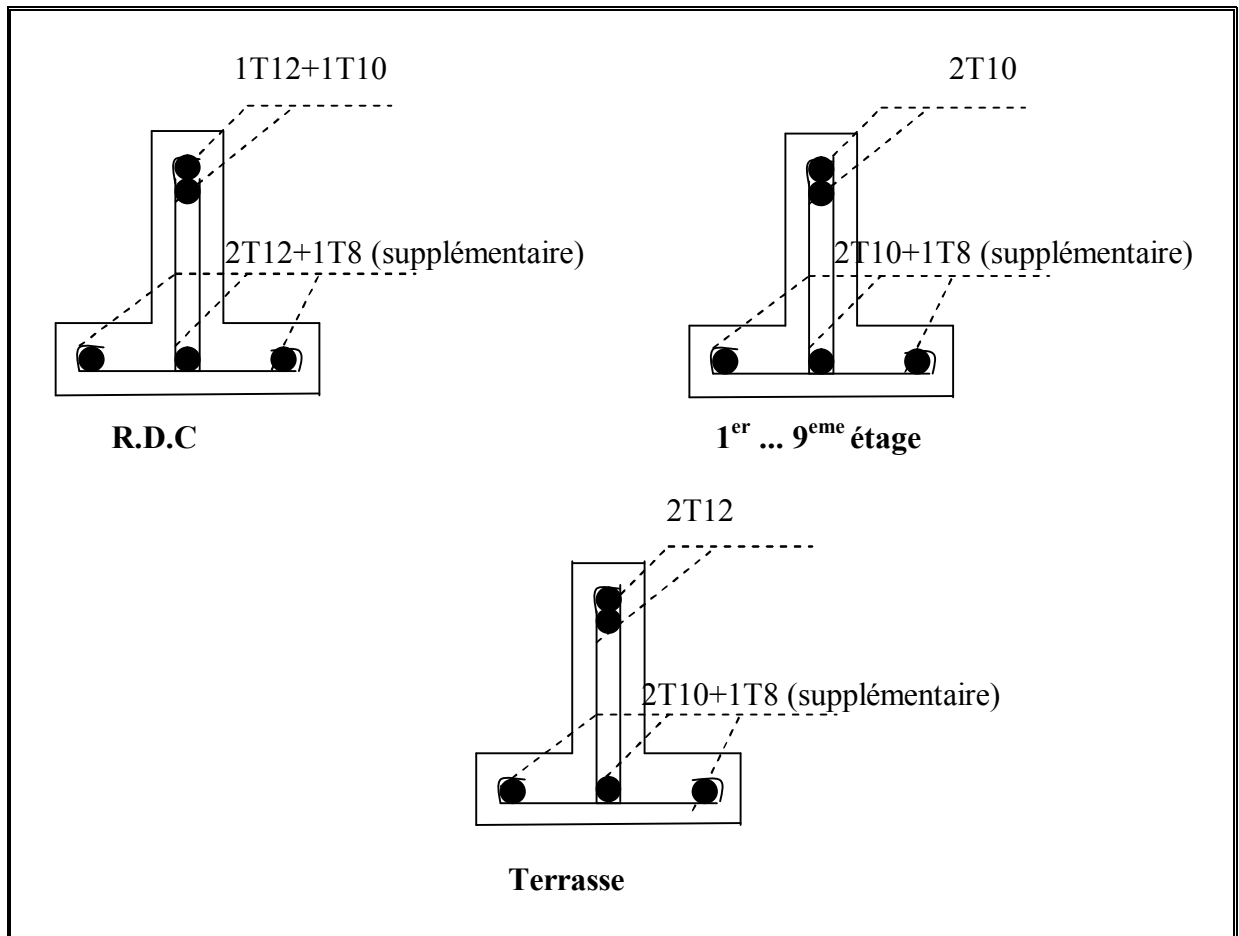


Figure III.5 – Dessin de ferrailage des poutrelles

III.5-Calcul de la dalle pleine:

La dalle pleine à une forme irrégulière représentée par le schéma suivant:

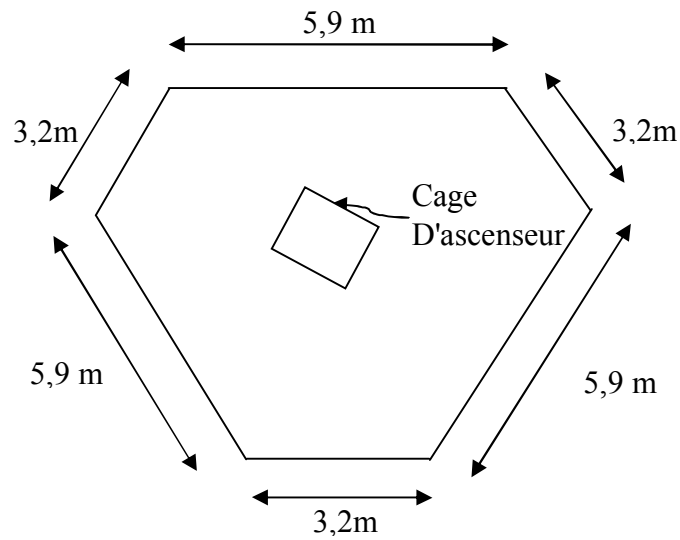


Figure III.6 - Dalle au niveau du R.D.C et de l'étage courant

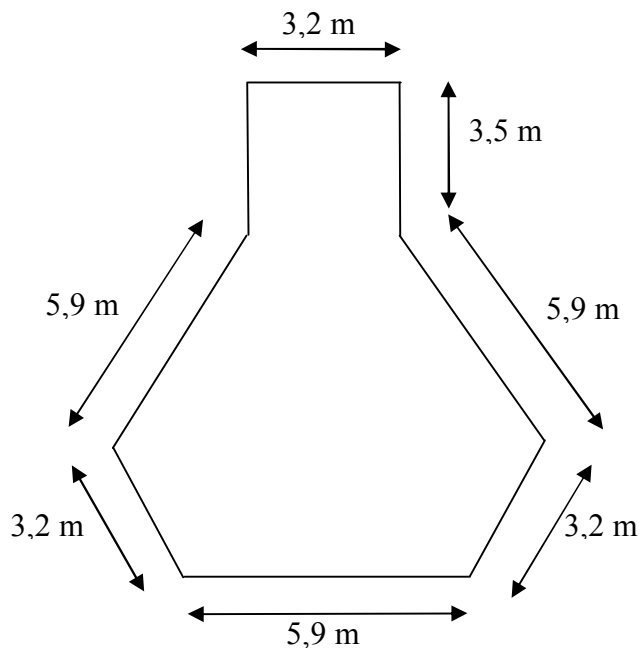


Figure III.7 - Dalle au niveau de la terrasse 2

La dalle est chargée par un chargement permanent et une surcharge d'exploitation:

1) dalle de R.D.C :

Charge permanente $G = 6,09$ KN/ml

Surcharge d'exploitation $Q = 2,5$ KN/ml

2) dalle de l'étage courant:

Charge permanente $G = 6,09$ KN/ml

Surcharge d'exploitation $Q = 1,75$ KN/ml

3) dalle de la terrasse 2 :

Charge permanente $G = 6,40$ KN/ml

Surcharge d'exploitation $Q = 1$ KN/ml

Les combinaisons de charges:

Pour une bande de 1m de largeur

- 1) E.L.U : { R.D.C : $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,97$ KN/ml
 Etage courant : $Q_u = 10,85$ KN/ml
 Terrasse 2 : $Q_u = 10,14$ KN/ml
- 2) E.L.S : { R.D.C : $Q_u = G + Q = 8,59$ KN/ml
 Etage courant : $Q_u = 7,84$ KN/ml
 Terrasse 2 : $Q_u = 7,4$ KN/ml

III.5.1-Calcul des sollicitations:

Comme cette dalle à une forme irrégulière, le calcul des sollicitations est effectué par le logiciel de calcul des dalles "SAFE". Ce logiciel permet le calcul des dalles irrégulières avec ouverture, il donne toutes les valeurs des sollicitations nécessaires (les moments fléchissants, les efforts tranchants, les réactions et les déplacements...)

La dalle est supposée travaille dans les deux sens.

Les résultats des sollicitations données par le logiciel "SAFE" sont résumés dans les tableaux suivants :

1) les sollicitations de la dalle de R.D.C : unité (KN.m)

Sollicitations		M_{xx}	M_{yy}	V_{xx}	V_{yy}
E.L.U	Travée	13,338	12,517	94,381	112,821
	Appuis	-23,099	-33,560	-148,026	-143,060
E.L.S	Travée	9,641	9,047	68,220	81,549
	Appuis	-16,697	-24,258	-121,452	-103,406

2) les sollicitations de la dalle de l'étage courant : unité (KN.m)

Sollicitations		M _{xx}	M _{yy}	V _{xx}	V _{yy}
E.L.U	Travée	8,508	6,262	68,161	87,692
	Appuis	-23,173	-24,451	-54,878	-98,690
E.L.S	Travée	6,053	4,464	48,442	62,535
	Appuis	-16,462	-17,436	-37,040	-69,712

3) les sollicitations de la dalle terrasse : unité (KN.m)

Sollicitations		M _{xx}	M _{yy}	V _{xx}	V _{yy}
E.L.U	Travée	28,426	18,955	92,112	124,706
	Appuis	-30,05	-25,42	-65,445	-44,414
E.L.S	Travée	15,48	10,95	67,412	91,199
	Appuis	-18,51	-17,918	-47,809	-32,519

III.5.2-Les valeurs maximales à respecter des moments:

il faut que la condition suivante soit satisfaite :

$(M_{ty} \geq M_{tx} / 4)$

- **R.D.C :**

$(M_{ty} \geq M_{tx} / 4) \Leftrightarrow (12,517 \geq 13,338 / 4)$

$\Leftrightarrow (12,517 > 3,334 \text{ KN.m}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- **Etage courant :**

$(M_{ty} \geq M_{tx} / 4) \Leftrightarrow (6,262 \geq 8,508 / 4)$

$\Leftrightarrow (6,262 > 2,127 \text{ KN.m}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- **Terrasse:**

$(M_{ty} \geq M_{tx} / 4) \Leftrightarrow (18,955 \geq 28,426 / 4)$

$\Leftrightarrow (18,955 > 7,1065 \text{ KN.m}) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

III.5.3-Calcul de ferrailage:**A l' E.L.U :****1) dalle R.D.C :**

Pour une bande de 1m de largeur (b=100 cm; d = 0,9 h = 0,9 x15 =13,5 cm)

❖ Les armatures inférieures (en travée) :• **Sens Lx :**

$$M_{tx} = 13,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13,34 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,052 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,052 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,973$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,34 \cdot 10^3}{0,973 \cdot 13,5 \cdot 348} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Ly :**

$$M_{ty} = 12,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,52 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,048 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,048 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,975$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,52 \cdot 10^3}{0,975 \cdot 13,5 \cdot 348} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Les armatures supérieures (sur appui):• **Sens Lx :**

$$M_{ax} = 23,099 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{23,099 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,089 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,089 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9535$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,099 \cdot 10^3}{0,9535 \cdot 13,5 \cdot 348} = 5,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Ly :** $M_{ay} = 33,56 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{33,56 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,13 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,13 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,930$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{33,56 \cdot 10^3}{0,930 \cdot 13,5 \cdot 348} = 7,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pourcentage minimal des armatures :• **Sens Ly :**

$$A_{y \min} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 0,8 \cdot h_0 \quad (\text{feE400})$$

$$A_{y \min} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Lx :**

$$A_{x \min} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \min} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} \quad ; \quad \alpha = 8,00/9,5 = 0,84$$

$$A_{x \min} = 1,2 \cdot \frac{3 - 0,84}{2} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **En travée :**

$$A_{tx} = \max (A_{x \min} , A_{sx}) = \max (1,30 ; 2,92) = 2,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \min} , A_{sy}) = \max (1,20 ; 2,73) = 2,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sur appui :**

$$A_{ax} = \max (A_{x \min} , A_{sx}) = 5,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = \max (A_{y \min} , A_{sy}) = 7,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers:

-Diamètre : $\phi \leq (h_0 / 10)$

D'où : $\phi \leq 150 / 10$

Et puis : $\phi \leq 15 \text{ mm}$

-Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

• **Sens Lx :**
$$\begin{cases} S_{tx} \leq \min (3 \cdot h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min (3 \cdot 15 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Sens Ly :**
$$\begin{cases} S_{ty} \leq \min (4 \cdot h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq \min (4 \cdot 15 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Le choix des aciers :❖ **En travée :**

• **Sens Lx :**
$$\begin{cases} A_{tx} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5\text{T}10 \text{ P.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20\text{cm} \end{cases}$$

• **Sens Ly :**
$$\begin{cases} A_{ty} = 2,73 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5\text{T}10 \text{ P.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20\text{cm} \end{cases}$$

❖ Sur appui :

- Sens Lx : $\left\{ \begin{array}{l} A_{ax} = 5,16 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ax} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 6\text{T}12 \text{ P.m} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 16 \text{ cm} \end{array} \right.$
- Sens Ly : $\left\{ \begin{array}{l} A_{ay} = 7,68 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ay} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 7\text{T}12 \text{ P.m} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 14 \text{ cm} \end{array} \right.$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 148,026 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{148,026}{10.13,5} = 1,096 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,096 \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

De (1), (2) et (3) :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.4-Les vérifications à L'E.L.S :

a- vérification des contraintes dans le béton :

❖ Suivant L_x :

✓ En travée :

$$M_{t_x} = 9,64 \text{ KN.m} ; A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On a :

$$A_s' = 0 ; \text{et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 - 15 \cdot 3,93(13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,44 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s (d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (3,44)^3/3 + 15 \cdot 3,93(13,5 - 3,44)^2$$

$$I = 6579,025 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 9,64 \cdot 10^3 / 6579,025 \cdot 3,44 = 5,04 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 5,04 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ **sur appuis :**

$$M_{app} = 16,70 \text{ KN.m} \quad A_a = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 5,33 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 15020,60 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 16,70 \cdot 10^3 / 15020,60 \cdot 5,33 = 5,92 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 5,92 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

❖ **Suivant L_v :**

✓ **En travée :**

$$M_{ty} = 9,05 \text{ KN.m} \quad ; A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 - nA_s(d-y) = 0$$

$$y = 3,44 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 6579,025 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 9,05 \cdot 10^3 / 6579,025 \cdot 3,44 = 4,73 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 4,73 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées conviennent.

✓ **Sur appuis :**

$$M_{ty} = 24,26 \text{ KN.m} ; A_t = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 - nA_s(d-y) = 0$$

$$Y = 4,60 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s(d-y)^2$$

$$I = 12612,44 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K..y = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = 24,26.10^3 / 12612,44.4,60 = 8,85 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

$$\sigma_{bc} = 8,85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

2) dalle étage courant :

Pour une bande de 1m de largeur (b=100 cm; d = 0,9 h = 0,9 x 15 = 13,5 cm)

❖ **Les armatures inférieures (en travée) :**

• **Sens Lx :**

$$M_{tx} = 8,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc}.d^2.b} = \frac{8,51.10^3}{14,17.(13,5)^2.100} = 0,033 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,033 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9835$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{8,51.10^3}{0,9835.13,5.348} = 1,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Ly :**

$$M_{ty} = 6,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,26 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,024 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,024 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,988$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,26 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Les armatures supérieures (sur appui):**

• **Sens Lx :**

$$M_{ax} = 23,173 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{23,173 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,089 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,089 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9535$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,173 \cdot 10^3}{0,9535 \cdot 13,5 \cdot 348} = 5,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Ly :** $M_{ay} = 24,45 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{24,45 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,095 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,095 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,950$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24,45 \cdot 10^3}{0,950 \cdot 13,5 \cdot 348} = 5,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pourcentage minimal des armatures :

• **Sens Ly :**

$$A_{y \min} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 0,8 \cdot h_0 \quad (\text{feE400})$$

$$A_{y \min} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Lx :**

$$A_{x \min} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \min} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} ; \quad \alpha = 8,00/9,5 = 0,84$$

$$A_{x \min} = 1,2 \cdot \frac{3 - 0,84}{2} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **En travée :**

$$A_{tx} = \max (A_{x \min} , A_{sx}) = \max (1,30 ; 1,84) = 1,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \min} , A_{sy}) = \max (1,20 ; 1,35) = 1,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sur appui :**

$$A_{ax} = \max (A_{x \min} , A_{sx}) = 5,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = \max (A_{y \min} , A_{sy}) = 5,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers:

-Diamètre : $\phi \leq (h_0 / 10)$

D'où : $\phi \leq 150 / 10$

Et puis : $\phi \leq 15 \text{ mm}$

Le choix des aciers :

❖ **En travée :**

- **Sens Lx :** $\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 1,84 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\text{T}10 \text{ P.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$
- **Sens Ly :** $\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\text{T}10 \text{ P.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$

❖ **Sur appui :**

- **Sens Lx :** $\left\{ \begin{array}{l} A_{ax} = 5,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ax} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5\text{T}12 \text{ P.m} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$
- **Sens Ly :** $\left\{ \begin{array}{l} A_{ay} = 5,48 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ay} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5\text{T}12 \text{ P.m} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 98,69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{98,69}{10.13,5} = 0,73 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,73 \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

De (1), (2) et (3) :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.5.-Les vérifications à L'E.L.S :

a- vérification des contraintes dans le béton :

❖ **Suivant L_x :**

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 6,053 \text{ KN.m} ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y)

$$50y^2 - 15.3,14(13,5 - y) = 0$$

$$y = 3,13 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15As (d-y)^2$$

$$I = 100. (3,13)^3/3 + 15.3,14(13,5-3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K..y = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = (6,053.10^3./6087,13).3,13 = 3,11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,11 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ **sur appuis :**

$$M_{app} = 16,46 \text{ KN.m} \quad A_a = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 4,01 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 9781,96 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K..y = (M_{ser}/I).y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = (16,46.10^3./9781,96).4,01 = 6,75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

❖ **Suivant L_y :**✓ **En travée :**

$$M_{t_y} = 4,464 \text{ KN.m} \quad ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$y = 3,13 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K..y = (M_{ser}/I).y$$

$$\sigma_{bc} = 4,464.10^3./6087,13.3,13 = 2,29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,29 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ **Sur appuis :**

$$M_{app} = 17,44 \text{ KN.m} \quad A_a = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 4,01 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 9781,96 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (17,44 \cdot 10^3 / 9781,96) \cdot 4,01 = 7,15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,15 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

2) dalle de la terrasse :

Pour une bande de 1m de largeur ($b=100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$)

❖ **Les armatures inférieures (en travée) :**• **Sens Lx :**

$$M_{tx} = 28,426 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{28,426 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,110 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,110 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,942$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28,426 \cdot 10^3}{0,942 \cdot 13,5 \cdot 348} = 6,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Ly :**

$$M_{ty} = 18,955 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{18,955 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,073 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,073 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9625$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,955 \cdot 10^3}{0,9625 \cdot 13,5 \cdot 348} = 4,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Les armatures supérieures (sur appui):**• **Sens Lx :**

$$M_{ax} = 30,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{30,05 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,116 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,116 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,938$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,05 \cdot 10^3}{0,938 \cdot 13,5 \cdot 348} = 6,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Ly :**

$$M_{ay} = 25,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{25,42 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,098 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,098 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,948$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25,42 \cdot 10^3}{0,948 \cdot 13,5 \cdot 348} = 5,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pourcentage minimal des armatures :• **Sens Ly :**

$$A_{y \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 0,8 \cdot h_0 \quad (\text{feE400})$$

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens Lx :**

$$A_{x \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \text{ min}} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} \quad ; \quad \alpha = 9,5/11,5 = 0,826$$

$$A_{x \text{ min}} = 1,2 \cdot \frac{3 - 0,826}{2} = 1,304 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **En travée :**

$$A_{tx} = \max (A_{x \text{ min}} , A_{sx}) = \max (1,304 ; 6,42) = 6,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \text{ min}} , A_{sy}) = \max (1,20 ; 4,19) = 4,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sur appui :**

$$A_{ax} = \max (A_{x \text{ min}} , A_{sx}) = 6,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ay} = \max (A_{y \text{ min}} , A_{sy}) = 5,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers:

-Diamètre : $\phi \leq (h_0 / 10)$

D'où : $\phi \leq 150 / 10$

Et puis : $\phi \leq 15 \text{ mm}$

Le choix des aciers :❖ **En travée :**

- **Sens Lx :** $\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 6,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 6T12 \text{ P.m} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 17\text{cm} \end{array} \right.$
- **Sens Ly :** $\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 4,19 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T12 \text{ P.m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25\text{cm} \end{array} \right.$

❖ **Sur appui :**

- **Sens Lx :** $\left\{ \begin{array}{l} A_{ax} = 6,82 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ax} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 7T12 \text{ P.m} = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 14 \text{ cm} \end{array} \right.$
- **Sens Ly :** $\left\{ \begin{array}{l} A_{ay} = 5,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ay} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 6T12 \text{ P.m} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 17 \text{ cm} \end{array} \right.$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$V_{\max} = 124,706 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{124,706}{10 \cdot 13,5} = 0,924 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,924 \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

De (1), (2) et (3) :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5.6-Les vérifications à L'E.L.S :**a- vérification des contraintes dans le béton :**❖ **Suivant L_x :**✓ **En travée :**

$$M_{t_x} = 15,48 \text{ KN.m} \quad ; A_t = 6,78 \text{ cm}^2/\text{mL} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y)

$$50y^2 - 15 \cdot 6,78(13,5 - y) = 0$$

$$y = 5,33 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15A_s (d-y)^2$$

$$I = 100 \cdot (5,33)^3/3 + 15 \cdot 6,78(13,5 - 5,33)^2$$

$$I = 15020,60 \text{ cm}^4$$

1- La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (15,48 \cdot 10^3 / 15020,60) \cdot 5,33 = 5,49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,49 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

2-Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \cdot \frac{15,48(13,5 - 5,33) \cdot 10^3}{15020,60} = 126,30 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_{e}; 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_{st} = 126,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition...vérifié}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ **sur appuis :**

$$M_{app} = 18,51 \text{ KN.m} \quad A_a = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 4,60 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 12612,44 \text{ cm}^4$$

a-La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = (18,51 \cdot 10^3 / 12612,44) \cdot 4,60 = 6,75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,75 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b-Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \cdot \frac{18,51(13,5 - 4,6) \cdot 10^3}{12612,44} = 195,92 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{st} = 195,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition...vérifié}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

❖ **Suivant L_v :**

✓ **En travée :**

$$M_{t_y} = 10,95 \text{ KN.m} \quad ; A_t = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

a- La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (10,95 \cdot 10^3 / 8199,03) \cdot 3,65 = 4,87 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,87 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b-Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \cdot \frac{10,95(13,5 - 3,65) \cdot 10^3}{8199,03} = 197,32 \text{ Mpa} \dots$$

$$\sigma_{st} = 197,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition...vérifié}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

✓ **Sur appuis :**

$$M_{app} = 17,92 \text{ KN.m} \quad A_a = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 5,33 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 15020,60 \text{ cm}^4$$

a-La contrainte dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (17,92 \cdot 10^3 / 15020,6) \cdot 5,33 = 6,36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,36 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b-Contrainte maximale dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \cdot \frac{17,92(13,5 - 5,33) \cdot 10^3}{15020,60} = 146,205 \text{ Mpa} \dots$$

$$\sigma_{st} = 146,205 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

Disposition du ferrailage:

-Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total:

$$Fe400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \cdot 1 = 40 \text{ cm.}$$

* Cas des charges uniformes.

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversent le contour et sont ancrés au de la de celui-ci.

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (40\text{cm} ; 160\text{cm}).$$

$$L_1 = 160\text{cm}.$$

$$L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (40\text{cm} ; 80\text{cm})$$

$$L_2 = 80\text{cm}.$$

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis. à raison d'un sur deux. Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 800 / 10 = 80 \text{ cm}$$

III.5.7-Armatures finales :**1-dalle R.D.C**

$$\text{Suivant } L_x : A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 20\text{cm}$$

$$A_a = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 6\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 16\text{cm}$$

$$\text{Suivant } L_y : A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 20\text{cm}$$

$$A_a = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 7\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 14\text{cm}$$

2-Dalle de l'étage courant:

$$\text{Suivant } L_x : A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25\text{cm}$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 20\text{cm}$$

$$\text{Suivant } L_y : A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25\text{cm}$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 20\text{cm}$$

3-Dalle de la terrasse:

$$\text{Suivant } L_x : A_t = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 6\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 16\text{cm}$$

$$A_a = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 7\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 14\text{cm}$$

$$\text{Suivant } L_y : A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 25\text{cm}$$

$$A_a = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 6\text{T}12 / \text{mL} \text{ avec } S_t = 16\text{cm}$$

Acrotère :

1-Introduction

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

2-Dimensions :

La hauteur $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur $ep = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

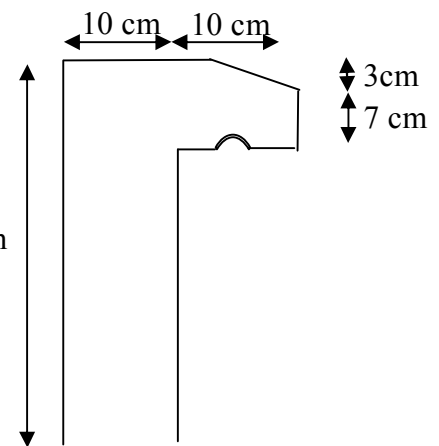
3- Calcul des sollicitations :

3-1 poids propre :

$$S = \left[\frac{0,03(0,2+0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,7125 \text{ KN/ml}$$



3-2 Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

-Enrobage :

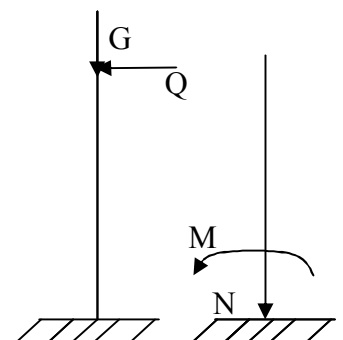
Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$\text{L'excentricité: } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39 \text{ m}$$

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.



4- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,312 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,312 - 0,97 = -0,808 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KNm}$$

$$-0,808 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KNm}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire
 $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

5- Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,97 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00845$$

5-1 vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec: } 1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

on calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \sigma_s} = 0,311 - \frac{2,312 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,244 \text{ cm}^2$$

5.2-section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$e = M_{ser} / N_{ser} = 1,7125 / 0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte 4T6 p.m; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,2825 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4\phi \text{ } 6 \text{ p.m}$

6-Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,4125(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65075 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 16,95y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

a-Ditérmination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650,75}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifé}$$

b-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650,75}{1064,68} (9 - 1,59) = 69,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 69,74 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition.vérifiée}$$

c-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{KN/m}^2 = 0,017 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{MPa}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

d-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \quad (1)$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,725 KN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,7125 \cdot 0,8 = 0,822 \text{KN}$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

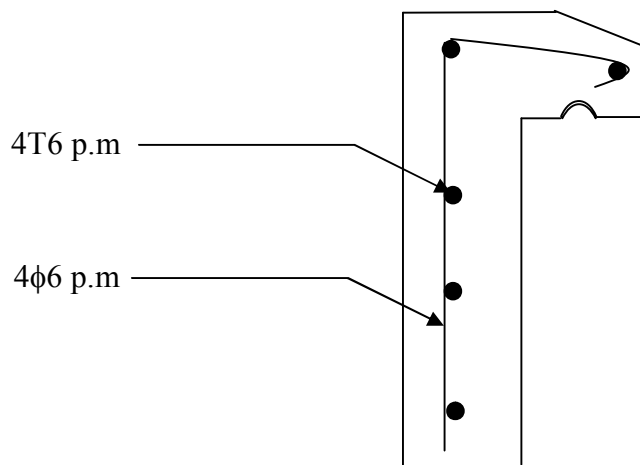


Schéma du ferrailage

Balcon:

Introduction:

Le balcon est une dalle pleine encastree dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenetre.

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

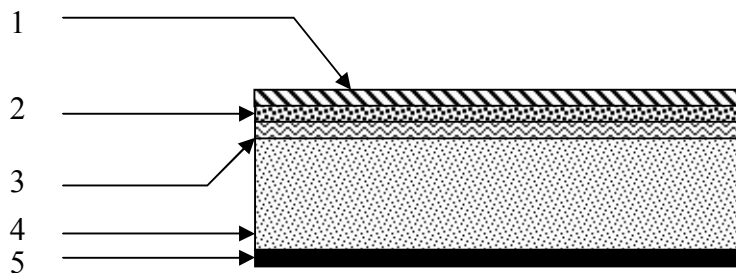
L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e \geq 12cm$
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte $e = 16cm$

1- Descente de charge:

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité $\frac{KN}{m^3}$	Poids $\frac{KN}{m^2}$
1	Carrelage	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,015	17,00	0,26
4	Dalle pleine	0,16	25,00	4,00
5	Enduit en ciment	0,015	0,18	0,27



Poids propre $G = 5,34 \text{ KN/m}^2$

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,46 \text{ KN/m}^2$$

Charge par ml: $Q_u = 12,46 \times 1 = 12,46 \text{ KN/ml}$

2-Calcul de la charge concentrée:

Le balcon supporte deux charges concentrées différentes ; pour le calcul des sollicitations, on prend la charge maximale entre les deux.

1- Poids propre du mur en brique perforée:

$$P_1 = \delta \times b \times h \times l = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ KN}$$

2-poids des brises soleil (béton+maçonnerie):

2.1-partie béton (mur au-dessous des brises):

$$P_m = 22 \times 0,15 \times 0,34 \times 1 \text{ m} = 1,12 \text{ KN}$$

2.2-partie maçonnerie (les brises):

$$P_b = 13 \times 0,2 \times 2,56 \times 1/2 \times 1 \text{ m} = 3,33 \text{ KN}$$

$$P_2 = P_m + P_b = 1,12 + 3,33 = 4,45 \text{ KN}$$

Pour le calcul des sollicitations, on prend la charge maximale entre les deux charges concentrées:

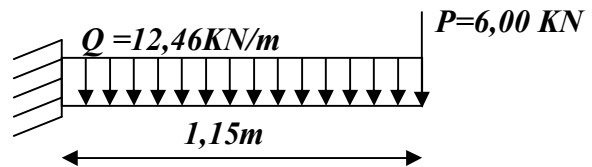
$$\text{Donc : } P = \max(p_1, p_2) = 4,45 \text{ KN} \quad \text{d'où } P_u = 1,35P = 6,00 \text{ KN}$$

Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -15,14 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u l + P_u = 20,33 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 h = 14,4 \text{ cm}$$



3-Ferrailage:

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
15,14	0,051	0,9735	0,0	3,10	6T10 Pm A _s = 4,71 St = 17 cm	1,18cm ²	4T8 A _s = 2,01 st = 25 cm

4- Vérifications :

4-1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times 2,1 / 400 = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A = 4,71 cm² > A_{min}condition Vérifiée.

4-2 Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20,33 \times 10}{14,4 \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \text{..(fissuration.préjudiciable)}$$

1) $\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$condition.vérifiée

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage,

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4- 4 Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,33 \times 10^3}{0,9 \times 14,4 \times 18,84 \times 10^2} = 0,833 \text{Mpa}$$

n = 6 : nombre.d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{cm} : \text{périmetre d'armatures tendues}$$

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

$$\tau_{se} = 0,833 \text{MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification des contraintes à l'E.L.S:

$$Q_{ser} = G + Q = 8,84 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad P_{ser} = 4,45 \text{KN}$$

$$M_{ser} = -10,96 \text{KN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 70,65y - 1017,36 = 0 \Rightarrow y = 3,86 \text{cm} \text{ (position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(3,86)^3}{3} + 15 \times 4,71(14,4 - 3,86)^2$$

$$I = 9765,70 \text{cm}^4$$

1-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{10,96 \times 10^3}{9765,7} \times 3,86 = 4,33 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,33 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

2-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{10,96 \times 10^3}{9765,70} (14,4 - 3,86) = 177,43 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 177,43 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition.vérifiée}$$

3- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 4,71 \times 14,4}{100 \times 16 + 4,71 \times 15} = 8,27 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 8,27 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,73 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(8,27)^3}{3} + \frac{100 \times (7,73)^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (14,4 - 8,27)^2 = 36904,78 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,15)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 36904,78} \left[\frac{8,84 \times 1,15}{8} + \frac{4,45}{3} \right] = 0,013 \text{ cm}$$

$$F = 0,013 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/250 = 115/250 = 0,46 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,013 \text{ cm} < F_{adm} = 0,46 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition..vérifiée.}$$

Escaliers:

Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

1-Therminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

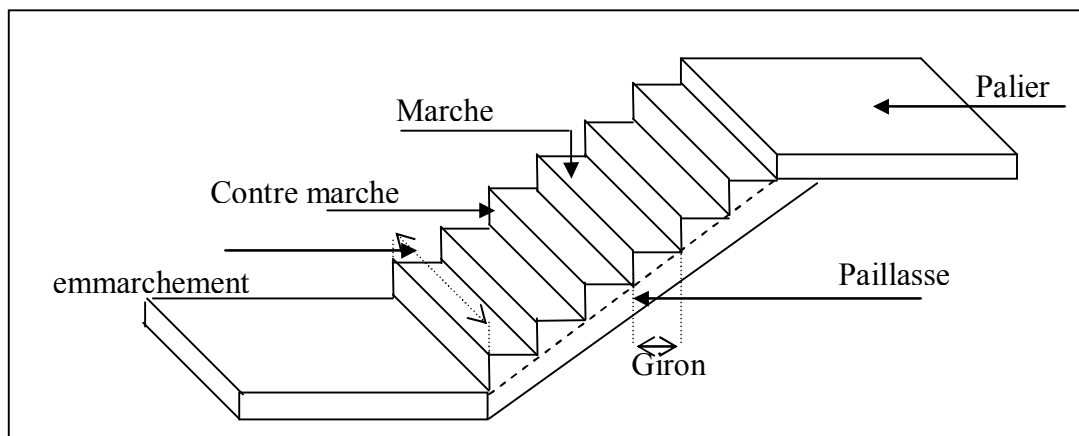


Figure IV-1 : schéma d'un escalier

2-Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

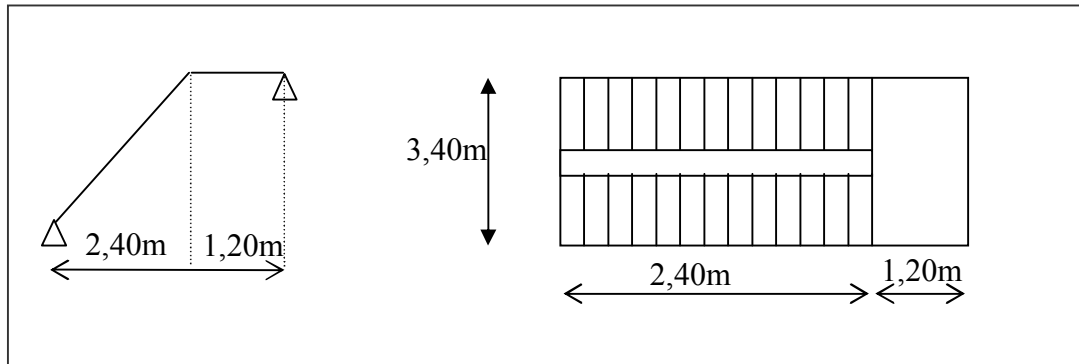
On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=h_e/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total du volée : $L = (n - 1)g$

3-Etude d'un escalier à deux volées (étage courant):



3-1-Dimensionnement des marches et contre marches :

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1).g \Rightarrow g=L/(n-1)$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : **$m n^2 - (m + l + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$**

Avec : $m=64$ et $H=306/2=153\text{cm}$ et $l=240\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : **$64n^2 - 610n + 306 = 0$**

La solution de l'équation est : **$n=9$ contre marches**

Donc le nombre de marche **$n-1=8$ marches**

Puis: **$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et} \quad 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

3.2-Epaisseur de la pailasse (ep):

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9,19 \leq ep \leq 13,79 \text{ cm} \quad , \text{ en prend: } ep = 10 \text{ cm}$$

3.3-Epaisseur de palier (ev):

$$ev = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,87} = 11,5cm$$

On prend : ev=12cm.

3.4-Evaluation des charges et des surcharges :

a)Paillasse :

N ⁰	désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
4	Revêtement en carrelage vertical ep x22x h/g	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α	0,10	25,00	2,87
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,18

-charge permanente : G=6,68KN/m²

-Surcharge : Q=2,5KN/m²

$$Q_{ui} = (1,35G_1 + 1,5Q_1).1m = 12,77KN/ml$$

$$Q_{ser1} = (G+Q).1m = 9,18KN/ml$$

b) Palier :

N ⁰	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep x 25	0,12	25,00	3,00
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	17,00	0,34
5	Enduit de plâtre	0,015	0,10	0,15

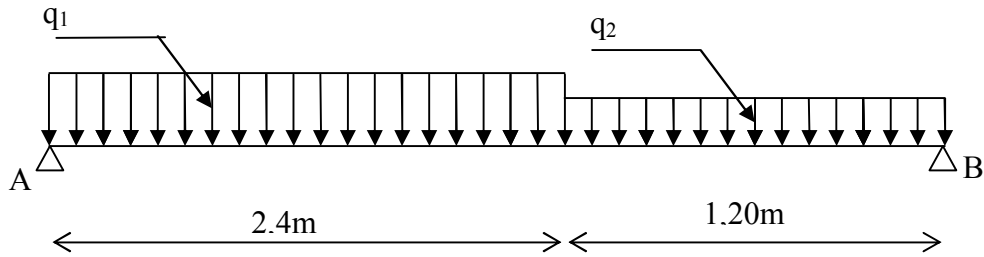
- charge permanente : G₂=4,34KN/m²

- surcharge d'exploitation : Q=2,5KN/m²

$$Q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1m = 9,61 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser2} = (G+Q) \cdot 1m = 6,84 \text{ KM/ml}$$

Schéma statique



3.5-Calcul du moment maximal :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (12,77 \times 2,40) + (9,61 \times 1,20) = 42,18 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_a \times 3,60 + (12,77 \times 2,4^2) + (9,61 \times \frac{1,20^2}{2})$$

$$R_A = 22,36 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 19,82 \text{ KN}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,75 \text{ m}$ $X = 0 \Rightarrow T(x) = R_A$ $X = (2,4) \Rightarrow T(x) = -8,29 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot x^2 / 2$ $M(x=1,75) = 19,57 \text{ KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(2,4) = 16,89 \text{ KN.m}$
$2,4 \leq x \leq 3,6 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 2,4q_1 - q_2(x-2,4)$ $x = 2,4 \Rightarrow T(x) = -8,29 \text{ KN}$ $x = 3,6 \Rightarrow T = -19,82 \text{ KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2,4(x - \frac{2,4}{2}) - q_2 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$ $M(3,6) = 0$

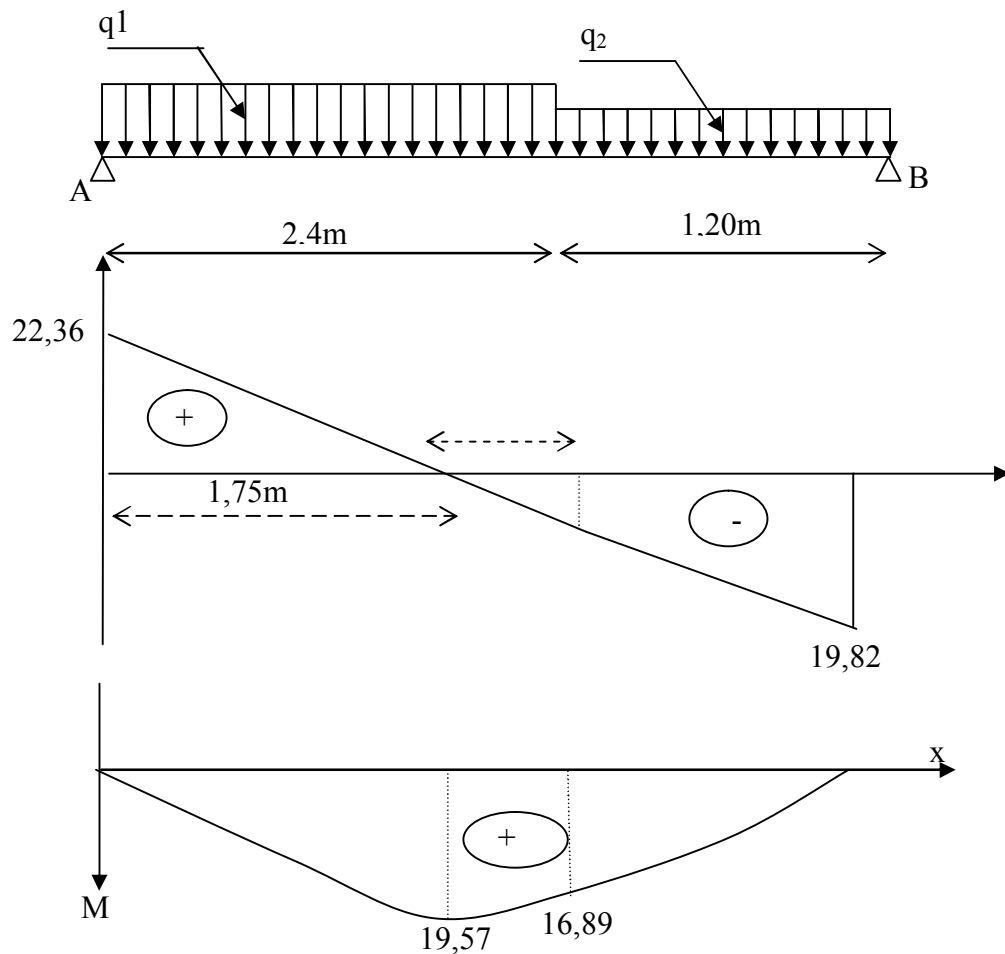


Figure IV-2 diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

Donc: $M_{max}=19,57\text{KN.m}$

D'où : $M_T = 0,85.19,57=16,63\text{KN.m}$

$M_a = 0,40.19,57=7,83\text{KN.m}$

3.6-Ferraillage:

Caractéristique	$h_{travée}=10\text{cm}$ $h_{appui}=12\text{cm}$	$b=100\text{cm}$	$Fe=400$	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	$D_{travée}=0,9.h=9\text{cm}$ $D_{appui}=0,9.h=10,2\text{cm}$		
					$A_{ad}(\text{cm}^2)$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm}^2)$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
Travée	16,63	0,144	0,922	5,75	6T12/ml =6,78cm ² St=17cm	1,69	4φ8/ml =2,01cm ² St=25cm
Appuis	7,83	0,047	0,9755	2,13	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm	0,78	4φ8/ml =2,01cm ² St=25cm

1-Vérifications:

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=2,173cm^2$	$A=6,78cm^2$ $A>A_{\min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{22,36}{100 \times 9} \times 10 = 0,25Mpa$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5Mpa) = 3,25Mpa$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (22,36 \times 10^{-3} + \frac{7,83 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,108}) = 2,96cm^2$ $A \geq 2,96cm^2$	$A=cm^2$ $A>2,96cm^2$ vérifiée

2-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

En travée :

$M_{tser}=11,92 ; A_s=6,78cm^2/ml$

Position de l'axe neutre:

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

$$50y^2 + 101,7y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,38cm$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 4499,3cm^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{11,92 \times 10^3}{4499,3} \times 3,38 = 8,95Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 8,95Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sur appui:

$M_{aser}=5,61KN.m, A_s=3,14cm^2/ml$

Position de l'axe neutre:

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

$$50y^2 + 47,1y - 508,68 = 0 \Rightarrow y = 3,69cm$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 4055,8\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,61 \times 10^3}{4055,8} \times 3,69 = 5,10\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,10\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3-vérification de La flèche:

Condition	Vérification	
$h_t/l \geq \frac{1}{16}$	0,028 < 0,0625	Condition non vérifiée
$h_t/l \geq \frac{Mt}{10M_0}$	0,028 < 0,085	Condition non vérifiée
$A_s/b.d \leq 4,2/f_e$	0,0075 < 0,0105	Condition vérifiée

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche:

3-1-Centre de gravité de la section:

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + n \cdot A_s} = 5,37\text{cm}$$

3-2-Calcul des moments d'inertie:

$$I_0 = \frac{b \cdot Y_G^3}{3} + \frac{b \cdot (ht - Y_G)^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 9810,32\text{cm}^4$$

Calcul de la flèche :

Chargement :

Charge permanente	G = 6,68KN/ml
Charge d'exploitation	Q = 2,5KN /ml
Charge permanente sans revêtement	j = 4,74KN/m
Charge permanente avec revêtement	g = 6,68 KN/m
Charge (G+Q)xb	q = 9,18 KN/m

Calcul les moments:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment correspondant à j : } M_j = 0,75 \cdot jL^2/8 = 5,76 \text{ KN.m} \\ \text{Moment correspondant à g : } M_g = 0,75 \cdot gL^2/8 = 8,12 \text{ KN.m} \\ \text{Moment correspondant à q : } M_q = 0,75 \cdot qL^2/8 = 11,15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul les contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte correspondant à j : } \sigma_j = M_j/(A_s \times z) = 102,48 \text{ Mpa.} \\ \text{Contrainte correspondant à g : } \sigma_g = M_g/(A_s \times z) = 144,47 \text{ Mpa.} \\ \text{Contrainte correspondant à j : } \sigma_q = M_q/(A_s \times z) = 198,38 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

Module de déformation du béton :

Module de déformation longitudinale instantanée E_i	$11000(f_{c28})^{1/3}$	32164,19Mpa
Module de déformation longitudinale instantanée E_v	$3700(f_{c28})^{1/3}$	10818,85 Mpa

Calcul les coefficients :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Coefficient } \rho \quad : \quad \rho = A_s / (b \times d) = 0,00753 \\ \text{Coefficient instantané } \lambda_i \quad : \quad \lambda_i = 0,05 f_{t28} / (2 + 3b_0/b) \rho = 2,79 \\ \text{Coefficient différé } \lambda_v \quad : \quad \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 1,116 \\ \text{Coefficient correspondant à j : } \mu_j = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28})] = 0,29 \\ \text{Coefficient correspondant à j : } \mu_g = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_g + f_{t28})] = 0,43 \\ \text{Coefficient correspondant à j : } \mu_q = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_q + f_{t28})] = 0,55 \end{array} \right.$$

Calcul les moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment d'inertie correspondant à j : } I_{ji} = 1,1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_j) = 5965,04 \text{ cm}^4 \\ \text{Moment d'inertie correspondant à g : } I_{gi} = 1,1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_g) = 4905,83 \text{ cm}^4 \\ \text{Moment d'inertie correspondant à q : } I_{qi} = 1,1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_q) = 4257,78 \text{ cm}^4 \\ \text{Moment d'inertie correspondant à v : } I_{vi} = 1,1 \times I / (1 + \lambda_v \mu_g) = 7292,04 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche :

- La flèche correspondant à j : $f_{ji} = MjL^2/10EiI_{ji} = 0,0039 \text{ cm.}$
- La flèche correspondant à g : $f_{gi} = MgL^2/10EiI_{gi} = 0,0066 \text{ cm.}$
- La flèche correspondant à q : $f_{qi} = MqL^2/10EiI_{qi} = 0,0109 \text{ cm.}$
- La flèche correspondant à v : $f_{gv} = MgL^2/10EvI_{vi} = 0,013 \text{ cm.}$
- La flèche total : $\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi} = 0,0134 \text{ cm.}$
- La flèche admissible : $\Delta ft_{adm} = L/500 = 360 / 500 = 0,72 \text{ cm.}$

$\Delta ft = 0,0134 < \Delta ft_{adm} = 0,72\text{m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

4) calcul de 2^{ème} type d'escalier :

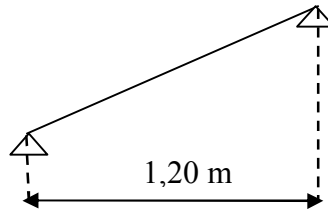


Figure IV-5-Schema statique de l'escalier

Calcul du nombre de marches :

H = 85 cm, on prend h = 17 cm

D'où : $n = H / h = 85 / 17 = 5$

Le nombre de contre marche est n=5 contre marche

Le nombre des marches est (n-1) = 4 marche

Avec $g = 1 / (n-1) = 120 / 4 = 30 \text{ cm}$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \quad \text{et} \quad 59 < 64 < 66$$

L'inégalité est vérifiée, on a 4 marches avec g=30cm et h=17cm.

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \text{cos} \alpha = 0,87$$

Epaisseur de la paillasse (ep):

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{120}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{120}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 4,60 \leq ep \leq 6,90 \text{ cm , en prend: } ep = 10 \text{ cm}$$

1-2-Evaluation des charges et surcharges :

a)Paillasse :

N=°	désignation	Ep (m)	densité KN/m ³	poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical ep×22×h/g	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical ep×20×h/g	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse ep×25/cosα	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches h/2×22	/	22,00	1,87
8	Enduit en plâtre ep/cos α	0,02	10,00	0,243

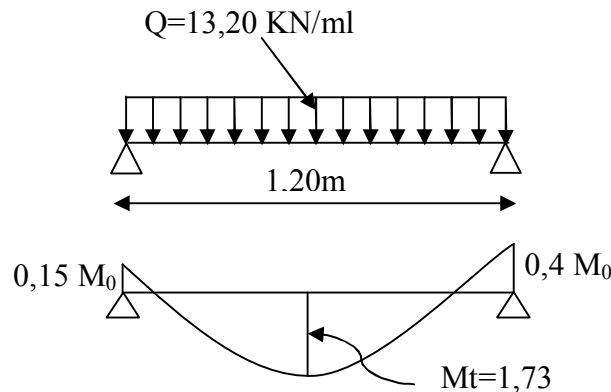
-charge permanente : **G=7.00KN/m²**

-Surcharge : **Q=2,5KN/m²**

$$Q_{U1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1m = 13,20 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G+Q) \cdot 1m = 9,50 \text{ KN/ml}$$

Determination des sollicitations:E.L.U



$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 13,20 \cdot (1,20)^2 / 8 = 2,38 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$0,15 \cdot M_0 = 0,15 \cdot 2,38 = 0,36 \text{ KN.m}$$

$$0,40 M_0 = 0,40 \cdot 2,38 = 0,95 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t = 1,73 \text{ KN.m}$$

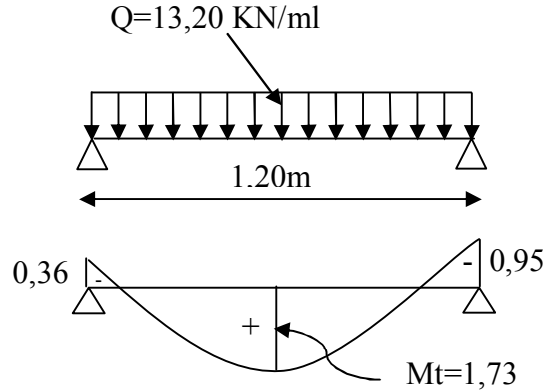


Diagramme des moments fléchissant (KN.m)

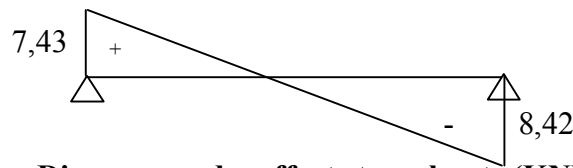


Diagramme des efforts tranchants (KN)

Détermination des sollicitations:E.L.S

$$Q_s = G+Q = 9,5 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 9,5 \cdot (1,20)^2 / 8 = 1,71 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$0,15 \cdot M_0 = 0,15 \cdot 1,71 = 0,26 \text{ KN.m}$$

$$0,40 M_0 = 0,40 \cdot 1,71 = 0,68 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tSER} = 1,24 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

Caractéristique	$h_{travée}=10\text{cm}$	$b=100\text{cm}$	$Fe=400$	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	$d_{travée}=0,9 \cdot h=9\text{cm}$		
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{ad}(\text{cm})$	$A_r=A_{ad}/4$	A_r adoptée
Travée	1,73	0,015	0,9925	0,556	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm	0,79	3φ8/ml =1,51cm ² St=33cm

Les vérifications :

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe = 1,09 \text{ cm}^2$	$A= 3,14\text{cm}^2$ $A>A_{\min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{8,42}{100 \times 9} \times 10 = 0,093\text{Mpa}$ $\bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée

Toutes les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites (même vérification de type 1)

II-Etude de La poutre palière:

La poutre palière est considérée comme semi encastrée sur les deux extrémités (poteaux).

1-Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow h = 30\text{cm} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3.27 \leq b \leq 0,4.27 \Rightarrow b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

• **Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \geq 20 \dots\dots\dots \text{condition n verifiée} \\ 30 = 30 \dots\dots\dots \text{condition n verifiée} \\ \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots \text{condition verifiée} \end{array} \right.$$

-Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre: $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2,83 \times (3,06 - 0,3) = 7,81 \text{KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_b = 19,83 \text{KN/m}$

$G = 29,89 \text{KN/m}$

On a : $q_u = 1,35(2,25 + 7,81) + 19,83 \text{KN/m} = 33,41 \text{KN/m}$

-Calcul des sollicitations:

$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 48,28 \text{KN.m}$

$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 41,04 \text{KN.m}$

$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 19,31 \text{KN.m}$

Le Ferrailage:

caractéristique	h =30cm	b =30cm	d = 0,9h=27cm	$\sigma_s = 348 \text{Mpa}$	Fe=400Mpa
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$
En travée	41,04	0,132	0,929	4,70	5,65 soit 5T12
En appui	19,31	0,062	0,968	2,12	3,39 soit 3T12

4-Vérifications:**4-1-Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq 0,23b.d.f_{t28} / f_e = 0,98\text{cm}^2$$

$$\text{En travée: } 5,65 > 0,98\text{cm}^2$$

$$\text{En appuis: } 3,39 > 0,98\text{cm}^2$$

4-2-Vérification de la contrainte de compression du béton:

$$Q_{\text{ser}} = G = 29,89\text{KN/m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{Ql^2}{8} = 43,19\text{KN.m}$$

$$M_{t.\text{ser}} = 0,85.43,19 = 36,71\text{KN.m}$$

$$M_a = 0,4.43,19 = 17,28\text{KN.m}$$

En travée:

$$\text{Position de l'axe neutre: } A_s = 5,65 ; d = 27\text{cm}$$

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

$$15y^2 + 84,75y - 2288,25 = 0 \Rightarrow y = 9,85\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 34483,60\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{36,71 \times 10^3}{34483,60} \times 9,85 = 10,48\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10,48\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

Sur appui:

$$A_s = 3,39\text{cm}^2 \Rightarrow y = 6,89\text{cm}$$

$$I = 17587,02\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{17,28 \times 10^3}{17587,02} \times 6,89 = 6,77\text{Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,77\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

1-Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 56,80\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{56,80 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,70\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}\} = 3,25\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,70\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Y a pas risque de cisaillement

4-3-Armatures transversales: At:

-Diamètre des armatures At:

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_L \right\} = \min \{0,86, 3,10\}$$

On prend $\emptyset_t = 8\text{mm}$

-Espacement St:

$$S_t \leq \min \{0,9d, 40\text{cm}\} = \min \{24,3, 40\}\text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \{15\text{cm}, 10\emptyset_L\}$$

$$\text{Zone courante } S_t \leq 15\emptyset_L.$$

-Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4\text{MPa} \right\} = \max \{0,35; 0,4\} = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

-Section des armatures transversales:

$$\frac{A_T \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,70 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \cdot 1 \cdot 235} = 0,011\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{On prend le max de (1) et (2) : } \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,05 \cdot S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15\text{cm} \\ A_t \geq 0,75\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc on prend $A_t = 1,13\text{cm}^2$ soit $4\phi 6$

-Ancrage des armatures tendues:

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{Mpa}$$

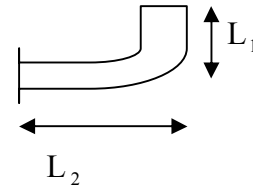
La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à $r = 5,5 \varnothing = 6,6 \text{cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\varnothing}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,6 + 6,6) = 16,8 \text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 16,8}{1,87} = 5,92 \text{cm}$$



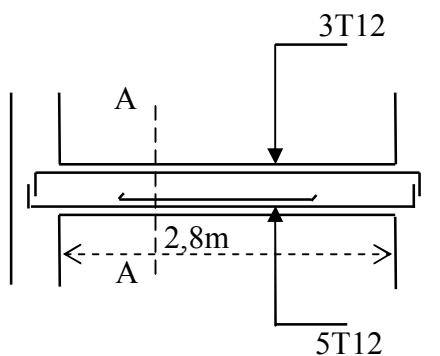
-Calcul de la flèche:

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

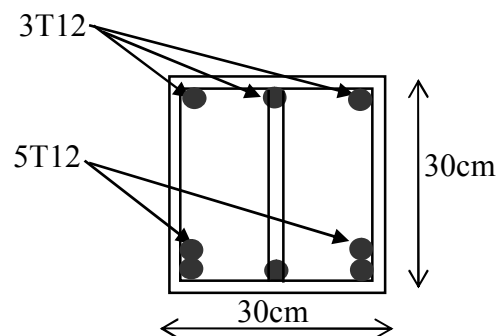
Condition	vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/340 = 0,088 > 0,0625$	Condition vérifiée
$h_t/L \geq M_{t.ser} / 10 \cdot M_{0.SER}$	$0,088 > 36,71/10 \cdot 43,19 = 0,085$	Condition Vérifiée
$A/b \cdot d \leq 4,2f_e$	$5,65/30 \cdot 27 = 0,007 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

Ferrailage de la poutre palière: (30x30) cm²



-Poutre palière-



-Coupe A-A-

ETUDE SISMIQUE

-Généralités sur les séismes :

Le mot séisme vient du grec seismos qui signifie « secousse ». C'est une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle également de tremblement de terre. Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète Terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des heures et jours suivants.

La terre n'est pas un astre mort mais une planète vivante : les séismes et les éruptions volcaniques sont l'expression de l'instabilité de l'écorce terrestre.

Un séisme, ou tremblement de terre, est provoqué par un brusque déplacement de matière en profondeur (foyer du séisme), il se produit lors d'un relâchement brutal des tensions (de part et d'autre d'une faille, par exemple) à l'intérieur de la croûte terrestre ; la rupture qui s'ensuit provoque des vibrations, légères ou fortes, de la surface du sol. Le foyer du séisme est le point initial de la rupture. Immédiatement au-dessus, l'épicentre est le lieu d'intensité maximale du choc en surface, les destructions sont les plus importantes : éboulements, ouverture de larges fissures dans le sol, effondrements de bâtiments.

Ces ondes de choc se propagent en cercles concentriques à partir du foyer et de l'épicentre, diminuant d'intensité à mesure qu'elles s'en éloignent.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier. Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

1- Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

CALCULS SISMIQUES : c'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure

On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

- **Analyse statique équivalente** : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.
- **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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.1-Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « **SAP2000 V9.03** » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Function...)

Pour notre cas, on a choisi « Response Spectrum Function » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

-Présentation du logiciel :**➤ SAP 2000**

Le programme SAP2000 est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes :

Il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session SAP2000, adoptant (t.m)

Menu file /new model :**Coordinate system définition:**

- **system name** : nom de système par défaut globale
- **Number of grid spaces**: il permet de spécifier les nombres d'espace –grille suivant les directions des axes globaux.
- **grid spacing** : espacement des grilles suivant les axes globaux

Draw /edit grid : sélectionner « x » puis « x location » inséré les distances cumulées en commencent par « 0 »

0 → add grid linexn et la même chose avec y et z

Define/ matériel :

Define materials: permet de définir le matériau utilisé

- CONC (béton)
- STEEL (acier)
- OTHER (autre)

Modify/show matériel : pour saisir les différentes propriétés du béton

- masse par unité de volume
- poids par unité de volume
- module d'élasticité longitudinal
- coefficient de poisson
- coefficient dilatation thermique (pour un calcul à la température).
- module de cisaillement

Define/frame section : pour saisir des inerties des éléments de coffrage (poteaux, poutre...)

Modify/show section : pour définir une nouvelle section (rectangulaire, circulaire)

- matériel : exp. « CONC »
- dimension : - depuis (t3) : la hauteur de la section
 - width (t2) : largeur de la section

- renforcement :-élément class : permet de définir le type d'élément (poteau : column, poutre : beam)

-configuration of reinforcement : permet de configurer la disposition des armatures (circulaire ou rectangulaire)

- rectangulaire reinforcement : permet de paramètre disposition des aciers (enrobage nombre des barres dans le sens 2 ; 3....)

Define/static load case : pour définir les cas des charge statique (G, P.....)

G : charge permanente ou morte → DEAD

P : surcharge d'exploitation ou vivante → LIVE

Assign /joint /restreint : pour définir le nombre de degré de liberté de nœud maître (translation suivant X, Y et en rotation suivant Z

Assign /joint /contraint : pour l'affectation d'un diaphragme rigide

Assign/frame statique load /point and uniform:

Permet d'appliquer les charges réparties ou concentré sur élément frame sélectionné

Define /load combinaison : permet de définir les différents combinaison et les coefficients

De pondération pour chaque une des combinaison des charges

Define response spectrum function : pour introduire les réponses spectrale de la courbe sismique

Cliquer sur Add fonction from File puis sur open file, aller au répertoire où se trouve le fichier de spectre.

Spécifier le nombre de points par ligne (normalement c'est 1) et sélectionner "périod and accélération valeur"

Cliquer sur Add new spectre

- La nom du cas de spectre EX et EY
- Angle d'excitation
- Modale combinaison CQC
- Dumping (amortissement)
- Direction des responses du spectre (direction U1)

Définition du centre de masse:

- Cliquer sur drew special joint
- Cliquer sur un point approximatif
- Cliquer sur le nœud et corriger les cordonnées; je fait la même chose pour tous les niveaux

Définition des masses est moments d'inertie massique:

Sélectionner les nœuds aller au commande "assign; joint, puis masses, donner la masse suivant les directions 1 et 2 et le moment d'inertie massique (rotation suivant 3).

Chargement de la structure:

Sélectionner la poutre à charger; cliquer sur assign frame static loads et spécifier le nom du cas de chargement, type répartie ou concentré, et direction de la charge.

Analyse /set options : pour spécifier le nombre de valeurs propre à calculer

Analyse/ Run : (après vérification des différentes données définissant notre modèle).

V.1.1-Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

et :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , on a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Zone sismique IIa} \\ \text{-Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \Rightarrow (A = 0,15)$$

$$\xi = 6\% \begin{cases} \text{-Portique en béton armé.} \\ \text{-Remplissage léger.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+6)} = 0,9354 \geq 0,7$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

-Portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide R = 5.

-Pour avoir le valeur de P_q tout dépend des six critères de Q.

-Critères :

1-Conditions minimales sur les files de contreventement.

2-redondance en plan.

3-régularité en élévation.

4-régularité en plan

5-contrôle de qualité de matériaux.

6-contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,10) = 1,15.$$

V.2- Calcul des masses de la structure :

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure

$$w = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre projet β = 0,2

V.2.1-Détermination des poids (Wt) de la structure :

Prenons comme exemple :

Le niveau 1 (RDC):

La surface du plancher : S = 301,395 m².

Poids de :

- plancher G x S = 0,514 x 301,395 = 154,917 t
- Poteaux n x b x h x γ_b x ht/2 = 51 x 0,45² x 2,5 x 3,285 = 84,81 t
- poutre principale b x h x γ_b x ∑ L = 0,35 x 0,40 x 2,5 x 137,85 = 48,248 t.
- poutre secondaire b x h x γ_b x ∑ L = 0,35 x 0,35 x 2,5 x 139,5 = 42,722 t.
- les murs extérieurs 0,8 x G_m x (h_i/2) x ∑ L = 0,8 x 1,84 x 0,275 x 63,6 = 25,74 t.

- les murs extérieurs de 20cm d'ep..... $0,8 \times 3,285 \times 0,175 \times 39,60 = 18,212 \text{ t}$.
- les murs voile..... $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L$: RDC: $0,2 \times 1,84 \times 2,5 \times 61,8 = 56,856 \text{ t}$.
S-sol: $0,2 \times 1,445 \times 2,5 \times 142 = 102,595 \text{ t}$.
- les escaliers $p = G \times S = 0,668 \times 10,8 = 7,214 \text{ t}$.
- la dalle pleine $G \times S = 0,609 \times 44,09 = 26,851 \text{ t}$.

G=568,166 t

La surcharge : $p=Q \times St$ (St : la surface totale du plancher)

$$p=0,25 \times (301,395+44,09+10,8)=89,07 \text{ t}$$

Le poids $Wt=G+ \beta P = 568,166 + 0,2 \times 89,07$

Wt=585,98 t

Le niveau 2:

- plancher $G \times S = 0,514 \times 291,645 = 149,91 \text{ t}$
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 51 \times 0,45^2 \times 2,5 \times 3,37 = 87,01 \text{ t}$
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,40 \times 2,5 \times 137,85 = 48,248 \text{ t}$.
- poutre secondaire..... $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 139,5 = 42,722 \text{ t}$.
- les murs extérieurs..... $0,8 \times G_m \times (h/2) \times \sum L = 0,8 \times 3,37 \times 0,275 \times 63,6 = 47,15 \text{ t}$.
- les murs extérieurs de 20cm d'ep..... $0,8 \times 3,37 \times 0,175 \times 39,60 = 18,68 \text{ t}$.
- les murs voile..... $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,2 \times 3,37 \times 2,5 \times 61,8 = 104,133 \text{ t}$.
- les escaliers $p = G \times S = 0,668 \times 21,6 = 14,43 \text{ t}$.
- la dalle pleine $G \times S = 0,609 \times 44,09 = 26,851 \text{ t}$.
- les balcons..... $G \times S = 0,534 \times 38,60 = 20,612 \text{ t}$.

G=559,746 t

La surcharge : $p=Q \times St$ (St : la surface totale du plancher)

$$p=0,175 \times (291,645+44,09)+(0,25 \times 21,6)+(0,35 \times 38,60)=77,66 \text{ t}$$

Le poids $Wt=G+ \beta P = 559,746 + 0,2 \times 77,66$

Wt=575,28 t

Le niveau 3 et 4:

- plancher $G \times S = 0,514 \times 301,395 = 154,917 \text{ t}$
- Poteaux $n \times b \times h \times \gamma_b \times ht/2 = 51 \times 0,45^2 \times 2,5 \times 3,06 = 79,006 \text{ t}$
- poutre principale $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,40 \times 2,5 \times 137,85 = 48,248 \text{ t}$.
- poutre secondaire..... $b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,35 \times 0,35 \times 2,5 \times 139,5 = 42,722 \text{ t}$.
- les murs extérieurs..... $0,8 \times G_m \times (h/2) \times \sum L = 0,8 \times 3,06 \times 0,275 \times 63,6 = 42,816 \text{ t}$.

- les murs extérieurs de 20cm d'ep..... $0,8 \times 3,06 \times 0,175 \times 39,60 = 16,816 \text{ t}$.
- les murs voile..... $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L \quad 0,2 \times 3,06 \times 2,5 \times 61,8 = 94,554 \text{ t}$.
- les escaliers $p = G \times S = 0,668 \times 10,8 = 7,214 \text{ t}$.
- la dalle pleine $G \times S = 0,609 \times 44,09 = 26,851 \text{ t}$.
- les balcons..... $G \times S = 0,534 \times 38,60 = 20,612 \text{ t}$.

G=533,756 t

La surcharge : $p=Q \times St$ (St : la surface totale du plancher)

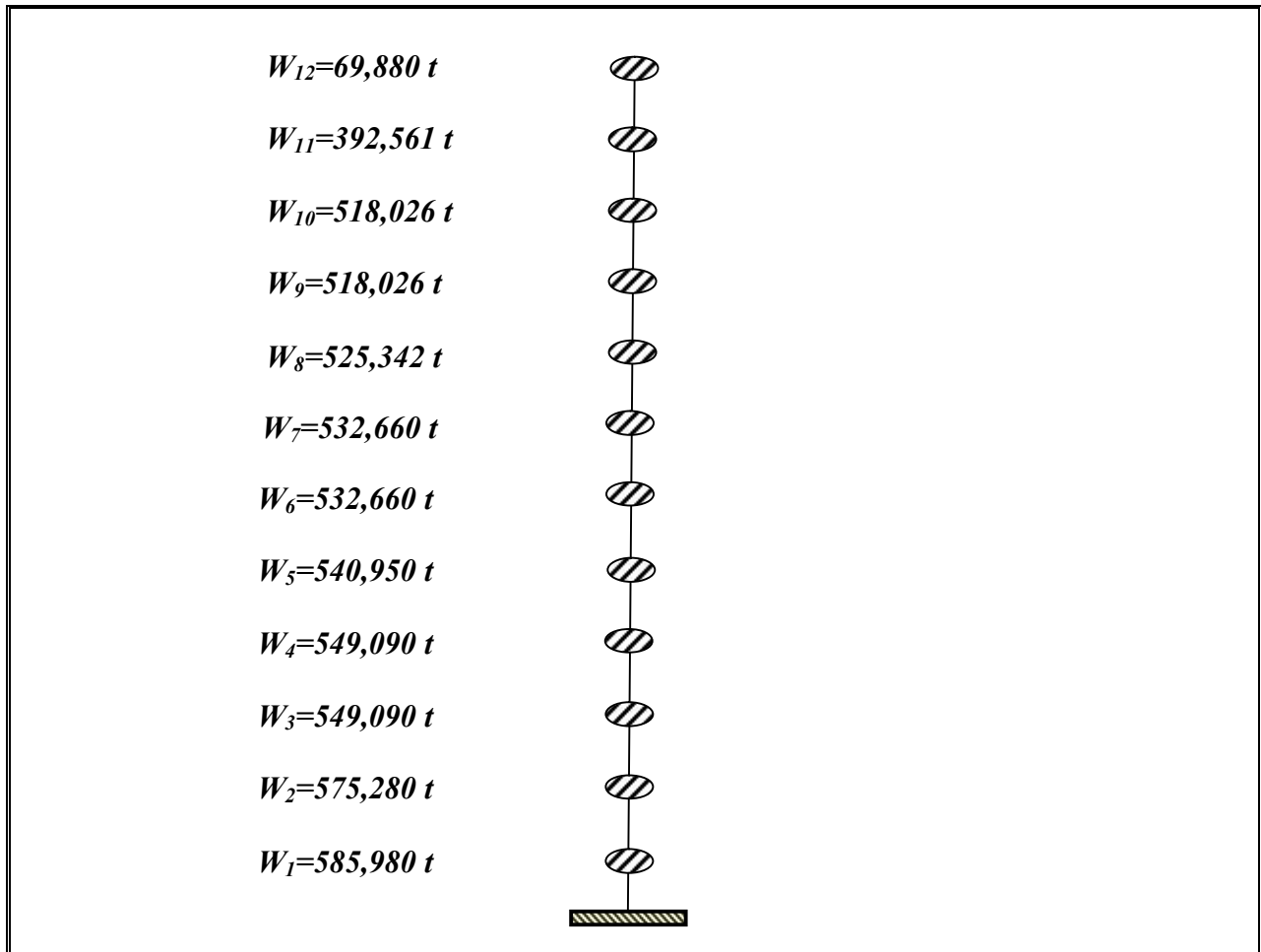
$p=0,175 \times (301,395+44,09)+(0,25 \times 10,8)+(0,35 \times 38,60)=76,67 \text{ t}$

Le poids $Wt=G+ \beta P = 533,756 + 0,2 \times 76,67$

Wt=549,09 t

V.2.2-le tableau suivant résume le poids en (t) aux différents niveaux :

éléments	Poids (t)	5 ^{eme} niveau	6-7 ^{eme} niveau	8 ^{eme} niveau	9-10 ^{eme} niveau	11 ^{eme} Terrassel	12 ^{eme} Terrasse2
Acrotère	$Q \times \sum L$	---	---	---	---	17,944	6,035
Plancher	$G \times S$	154,917	154,917	154,917	154,917	164,260	---
Poteaux	$n \times b \times h$ $\times \gamma_b \times ht/2$	70,715	62,424	55,109	47,793	29,051	5,154
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L$	48,248	48,248	48,248	48,248	48,248	8,995
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L$	42,722	42,722	42,722	42,722	42,722	4,165
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times (h_t/2)$ $\times \sum L$	42,816	42,816	42,816	42,816	21,408	---
Murs ext de 20 cm d'ep	$0,8 \times G_m \times (h_t/2)$ $\times \sum L$	16,965	16,965	16,965	16,965	16,086	7,604
Murs voiles	$e_p \times$ $h \times \gamma_b \times \sum L$	94,554	94,554	94,554	94,554	47,277	---
Dalle pleine	$G \times S$	26,851	26,851	26,851	26,851	16,534	36,774
Escaliers	$G \times S$	7,214	7,214	7,214	7,214	7,214	---
Balcon	$G \times S$	20,612	20,612	20,612	20,612	---	---
Charge permanente	$\sum G_i$	525,614	517,323	510,008	502,692	385,111	68,727
Charge d'exploitation	$Q \times St$	76,67	76,67	76,67	76,67	37,250	5,579
Poids total	$G + \beta.P$	540,950	532,66	525,342	518,026	392,561	69,88 t



V.2.3-Définition des masses:

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

D'où: $I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$

I_M : inertie massique (t.m²)

M:masse sismique qui égale au rapport W/g

W, le poids de chaque niveau i

g ,l'accélération de pesanteur 9,81

S : surface du plancher

I_{xg} : inertie du plancher suivant l'axe X

I_{yg} : inertie du plancher suivant l'axe Y

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité
 X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

Im(t,m2)	masse sismi M(t)	lyg(m4)	lxg (m4)	Yg (m)	Xg(m)	0,05Ly (m)	yg (m)	xg (m)	superficie	poids W (t)	Niveaux
39373,27	59,73	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	345,485	585,98	RDC
39776,86	58,64	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	335,735	575,28	1er
36894,55	55,97	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	345,485	549,09	2ème
36894,55	55,97	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	345,485	549,09	3ème
36347,61	55,14	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	345,485	540,95	4ème
35790,58	54,30	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	345,485	532,66	5ème
35790,58	54,30	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	345,485	532,66	6ème
35298,87	53,55	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	345,485	525,32	7ème
34807,29	52,81	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	345,485	518,02	8ème
34807,29	52,81	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	345,485	518,02	9ème
26377,03	40,02	146872,1	80856,143	12,313	17,088	1,288	11,03	15,8	345,485	392,56	10ème
2593,56	7,12	20739,97	11320,206	11,675	15,515	0,575	11,10	14,94	88,055	69,88	11ème

V.2.4-calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifi e que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90 \%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$W = \sum W_K = 5889,55 \text{ t.}$

Le logiciel Sap 2000 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a- sens longitudinal:

$\sum \alpha_x = 95,0314 \% > 90 \% \dots\dots\dots\text{condition v erifi e.}$

b- sens transversal:

$\sum \alpha_y = 95,6049 \% > 90\% \dots\dots\dots\text{condition v erifi e.}$

V.3- Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure :

$$\text{Ou : } \begin{cases} A = 0,15 \\ Q = 1,15 \\ R = 5,0 \\ W = 5889,55 \text{ t} \end{cases}$$

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

-Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec.}$

V.3.1- Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 37,17\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } T = 0,050 \cdot (37,17)^{3/4} = 0,7526\text{sec}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec.}$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \cdot 0,9354 \cdot \left(\frac{0,5}{0,7526} \right)^{2/3} = 1,78$$

$$\text{Donc : } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,15 \cdot 1,78 \cdot 1,15}{5} \times 5889,55 = 361,68 \text{ t}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_p » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

V.3.2- Sens longitudinal :

$$V_{dx} = 411,025 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 361,68 = 289,344 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V.3.3- Sens transversal :

$$V_{dy} = 414,40 \text{ t} > 80\% V_{st} = 80\% \cdot 361,68 = 289,344 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- On doit vérifiée aussi que la période dynamique $\{T_{dyn}\}$ ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T"

$$T_{dyn} = 0,9322 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1,3 \times 0,7526 = 0,9784 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V.4-Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales.

Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement , les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étages par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \quad \text{avec } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 5.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Sens longitudinal			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$
12	0,034923	0,174615	---
11	0,034217	0,171085	0,00353
10	0,033009	0,165045	0,00604
9	0,030923	0,154615	0,01043
8	0,028004	0,140020	0,01460
7	0,024483	0,122415	0,01761
6	0,020979	0,104895	0,01752
5	0,017303	0,086515	0,01838
4	0,014862	0,074310	0,01221
3	0,012505	0,062525	0,01178
2	0,008841	0,044205	0,01832
1	0,002983	0,014915	0,02929

Sens transversal			
Niveaux	δ_{ek} (m)	$\delta_k=R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k -\delta_{k-1}$
12	0,034958	0,174790	---
11	0,034236	0,171180	0,00361
10	0,033017	0,165085	0,00609
9	0,030920	0,154600	0,01048
8	0,027995	0,139980	0,01462
7	0,024488	0,122440	0,01754
6	0,020979	0,104895	0,01756
5	0,017299	0,086495	0,01840
4	0,014865	0,074325	0,01217
3	0,012508	0,062540	0,01179
2	0,008823	0,044115	0,01843
1	0,002975	0,014875	0,02924

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% h_e=0,0306$; donc la condition est vérifiée.

ETUDE DU VENT**1-présentation générale:**

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur la tour présentée à l'étude.

On déterminera la pression dynamique du vent ainsi que les coefficients de pression nette.

L'ouvrage se comporte comme une console verticale encastrée dans le sol soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

Le document technique réglementaire (DTR C2-47) intitulé "Règlement Neige et vent- (R.N.V.1999)" fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

Les caractéristiques de la construction :

- . Située à zone I de vent
- . Le site: site plat $C_t(z)=1$ (coefficient de rugosité)
- . La pression dynamique de référence $q_{réf}(N/m^2)$ pour les constructions permanentes ;elle est donnée par le tableau suivant en fonction de la zone de vent :

zone	$V_{réf}$ (m/s)	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	25	375
II	28	470
III	31	575

- . La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité de dépassement égale à 0,02(ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

$q_{réf}$ est calculée par: $q_{réf}=0,5 \times \rho \times V_{réf}^2$, ou ρ (en kg/m³) est la masse volumique de l'air égale à 1,20 kg/m³.

La catégorie de terrain :

La catégorie de notre terrain est la catégorie (IV), elle est donnée dans le tableau suivant, ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T , facteur de terrain,
- Z_0 (en m); paramètre de rugosité,
- Z_{min} (en m); hauteur minimale,
- ε ; coefficient utilisé pour le calcul de coefficient C_d

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
(IV): zone urbaine dont aux moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieur à 15m.	0,24	1	16	0,46

Calcul de l'action du vent :

1.1-principe de calcul:

- ❖ Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple
- ❖ Pour la détermination de l'action du vent, on distingue la catégorie de la construction: Catégorie I (regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, Scolaire, industriel ...)
- ❖ Pour une direction du vent donnée, on doit effectuer les opérations suivantes:

Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction:

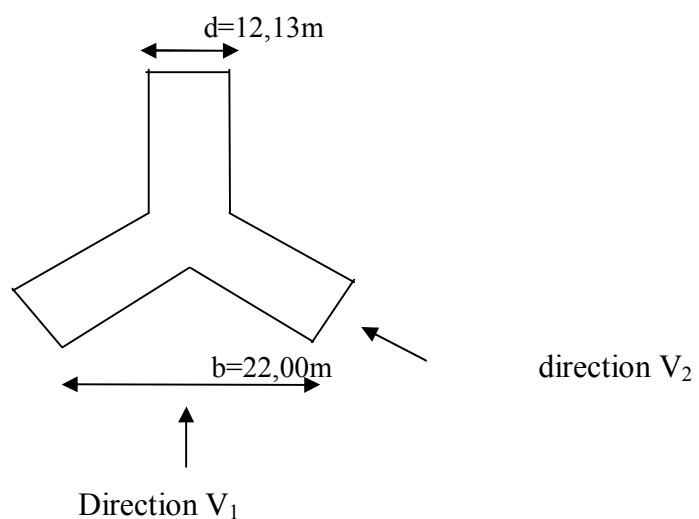
Pour déterminer la force qui tend à renverser la construction on doit effectuer les opérations suivantes:

1) Détermination de coefficient dynamique C_d :

Doit être déterminée à l'aide de l'abaque donnée dans la fig.3.1

On a : pour les dimensions suivantes:

- la hauteur total =34,28 m
- la largeur b =22,00 m
- la largeur d =12,3 m



- suivant la direction du vent V_1 on a: $C_{d1}=0,94 < 1,2$
- suivant la direction du vent V_2 on a: $C_{d2}=0,96 < 1,2$

Donc la structure est peu sensible aux excitations dynamiques

2) Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn} :

$$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_e \quad (\text{N/m}^2) \quad \text{avec: } q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : coefficient d'exposition au vent, il tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$$C_{e(z)} = C_{t(z)}^2 \times C_{r(z)}^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_{r(z)} \times C_{t(z)}} \right]$$

C_t : coeff. de rugosité $C_t=1$

C_r : coeff. de topographie

K_T : facteur de terrain $K_T=0,24$

(z) : (en m) hauteur considérée

On détermine le coefficient d'exposition C_e à chaque hauteur considérée

D'abord on calcule le coeff. de topographie $C_{r(z)}$:

$$C_{r(z)} = K_T \cdot \ln(Z/Z_0) \dots \dots \dots \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_{r(z)} = K_T \cdot \ln(Z_{min}/Z_0) \dots \dots \dots \text{pour } Z < Z_{min}$$

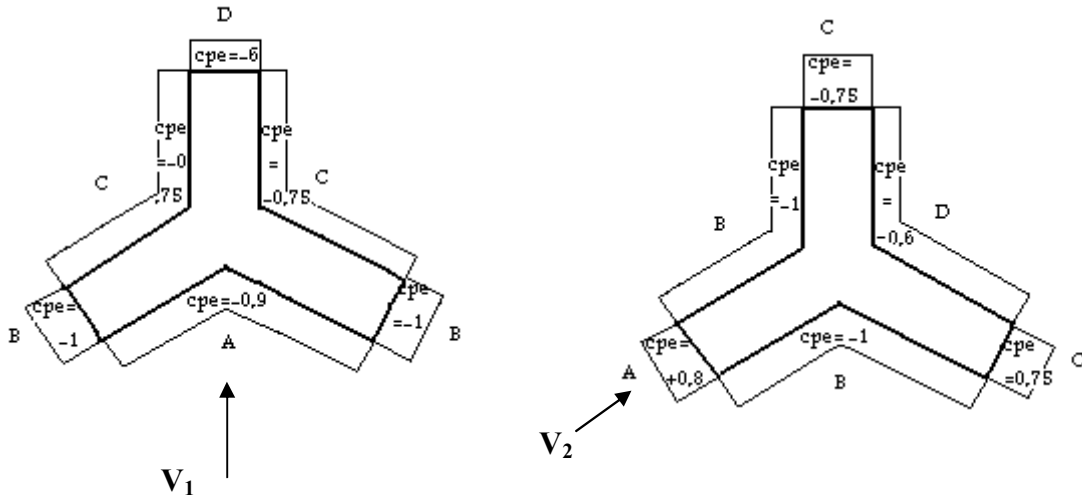
($Z_{min}=16 \text{ m}$, $Z_0=1\text{m}$)

Le tableau suivant résume les valeurs de la pression dynamique du vent

Z(m)	Z_{min}(m)	C_t(z)	C_r(z)	C_e(z)	q_{réf}	q_{dyn}(N/m²)
1,84	16	1,00	0,665	1,56	375	585
5,21	16	1,00	0,665	1,56	375	585
8,27	16	1,00	0,665	1,56	375	585
11,33	16	1,00	0,665	1,56	375	585
14,39	16	1,00	0,665	1,56	375	585
17,45	16	1,00	0,686	1,62	375	608
20,51	16	1,00	0,725	1,74	375	653
23,57	16	1,00	0,758	1,85	375	694
26,63	16	1,00	0,787	1,94	375	728
29,69	16	1,00	0,814	2,03	375	762
32,75	16	1,00	0,826	2,07	375	777
34,28	16	1,00	0,848	2,14	375	803

3) Coefficient de pression extérieure C_{pe} et intérieure C_{pi} :

- les valeurs des coefficients de pression extérieure pour les constructions à base en forme (Y) comme dans notre cas est données dans la figure suivante:



- Pour la pression intérieure C_{pi} dans le cas des bâtiments pour les quels μ_p ne peut être déterminée (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrême peuvent être utilisées : $C_{pi}=0,8$ et $C_{pi}=-0,5$

Calcul de la pression du au vent:(q_j)

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn(z_j)} \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

1-Direction V_1 du vent :

On détermine la pression q_j dans chaque face de la tour (A, B, C, D) : [$C_d=0,94$, $C_{pi}=-0,5$]

$q_j(N/m^2)$	C_{pi}	C_{pe}	q_{dyn}	face
+796,86	-0,5	+0,9	585	A
-274,95	-0,5	-1	585	B
-137,48	-0,5	-0,75	585	C
-55	-0,5	-0,6	585	D
+800,13	-0,5	+0,9	608	A
-285,76	-0,5	-1	608	B
-142,88	-0,5	-0,75	608	C
-57,15	-0,5	-0,6	608	D
+859,35	-0,5	+0,9	653	A
-306,91	-0,5	-1	653	B
-153,45	-0,5	-0,75	653	C
-61,38	-0,5	-0,6	653	D
+913,30	-0,5	+0,9	694	A
-326,18	-0,5	-1	694	B
-163,09	-0,5	-0,75	694	C
-65,24	-0,5	-0,6	694	D
+958,05	-0,5	+0,9	728	A
-342,16	-0,5	-1	728	B
-171,08	-0,5	-0,75	728	C
-68,43	-0,5	-0,6	728	D
+1002,8	-0,5	+0,9	762	A
-358,14	-0,5	-1	762	B
-179,07	-0,5	-0,75	762	C
-71,63	-0,5	-0,6	762	D
+1022,53	-0,5	+0,9	777	A
-365,19	-0,5	-1	777	B
-182,60	-0,5	-0,75	777	C
-73,04	-0,5	-0,6	777	D
+1056,75	-0,5	+0,9	803	A
-377,41	-0,5	-1	803	B
-188,71	-0,5	-0,75	803	C
-75,48	-0,5	-0,6	803	D

2-Direction V₂ du vent: [Cd=0,96, Cpi=-0,5]

q _j (N/m ²)	C _{pi}	C _{pe}	q _{dyn}	face
+730,08	-0,5	+0,8	585	A
-280,8	-0,5	-1	585	B
-140,4	-0,5	-0,75	585	C
-56,16	-0,5	-0,6	585	D
+758,78	-0,5	+0,8	608	A
-291,84	-0,5	-1	608	B
-145,92	-0,5	-0,75	608	C
-58,37	-0,5	-0,6	608	D
+814,94	-0,5	+0,8	653	A
-313,44	-0,5	-1	653	B
-156,72	-0,5	-0,75	653	C
-62,69	-0,5	-0,6	653	D
+866,11	-0,5	+0,8	694	A
-333,12	-0,5	-1	694	B
-166,56	-0,5	-0,75	694	C
-66,62	-0,5	-0,6	694	D
+908,54	-0,5	+0,8	728	A
-349,44	-0,5	-1	728	B
-174,72	-0,5	-0,75	728	C
-69,88	-0,5	-0,6	728	D
+950,98	-0,5	+0,8	762	A
-365,76	-0,5	-1	762	B
-182,88	-0,5	-0,75	762	C
-73,15	-0,5	-0,6	762	D
+969,70	-0,5	+0,8	777	A
-372,96	-0,5	-1	777	B
-186,48	-0,5	-0,75	777	C
-74,60	-0,5	-0,6	777	D
+1079,23	-0,5	+0,8	803	A
-385,44	-0,5	-1	803	B
-192,72	-0,5	-0,75	803	C
-77,088	-0,5	-0,6	803	D

Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction :

En général, la force résultante (**R**) se décompose en deux forces:

- ❖ un force globale horizontale **F_w** qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction
- ❖ une force de soulèvement **F_u** qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Dans notre construction on n'a pas de toiture, alors **F_u=0** est sera donc:

$$\mathbf{R}=\mathbf{F}_w=\Sigma \mathbf{F}_{wi}=\Sigma (\mathbf{q}_j \cdot \mathbf{S}_j) \quad [\text{en N}]$$

Avec: Σ : désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j : en (N/m²) la pression du vent.

S_j : en (m²) air de l'élément de surface j.

Donc en détermine la force horizontale (F_w) parallèle à la direction du vent considérée dans les deux faces perpendiculaires à cette force, (face A etD) à chaque niveau :

$$F_w=q_j \cdot S_j$$

1) suivant la direction V_1 :

face	A			D			$Fw_i = \Sigma Fw_A + Fw_D$ [KN]
	$S_j = b \cdot h (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	Fw_A	$S_j = b \cdot h (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	Fw_D	
1^{er} au 5^{em}	22x14,39=316,6	770	243,8	12,3x14,39=177	-55	-9,74	234,06
6	22x3,06=67,32	800,13	53,86	12,3x3,06=37,6	-57,15	-2,15	51,71
7	67,32	859,35	57,85	37,64	-61,38	-2,31	55,54
8	67,32	913,30	61,48	37,64	-65,24	-2,45	59,03
9	67,32	958,05	64,49	37,64	-68,43	-2,58	61,91
10	67,32	1002,8	67,51	37,64	-71,63	-2,69	64,82
11	67,32	1022,53	68,83	37,64	-73,04	-2,75	66,08
12	3,5x3,06=10,71	1056,75	11,32	8x3,06=24,48	-75,48	-2,84	8,48
							$Fw_{total} = 601,63 Kn$

La force horizontale globale suivant la direction V_1 du vent est: $Fw = 601,63$ KN

2) suivant la direction V_2 :

face	A			D			$Fw_i = \Sigma Fw_A + Fw_D$ [KN]
	$S_j = b \cdot h (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	Fw_A	$S_j = b \cdot h (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	Fw_D	
1^{er} au 5^{eme}	12,3x14,39=177	730,08	129,2	22x14,39=316,6	-56,16	-17,8	111,4
6	12,3x3,06=37,6	758,78	28,56	22x3,06=67,32	-58,37	-3,93	24,63
7	37,64	814,94	30,67	67,32	-62,69	-4,22	26,45
8	37,64	866,11	32,60	67,32	-66,62	-4,48	28,12
9	37,64	908,54	34,20	67,32	-69,88	-4,70	29,50
10	37,64	950,98	35,80	67,32	-73,15	-4,92	30,88
11	37,64	969,70	36,50	67,32	-74,60	-5,02	31,48
12	8x3,06=24,48	1079,23	26,42	3,5x3,06=10,71	-77,088	-5,19	21,23
							$Fw_{total} = 303,69 Kn$

La force horizontale globale suivant la direction V_2 du vent est: $Fw = 303,69$ KN

- ❖ par comparaisant entre les forces horizontales dues au séisme et celle du au vent, on remarque que les efforts sismiques est très important que les efforts du au vent, Donc prend on considération dans le calcul les efforts sismiques.

ETUDE DES PORTIQUES :**CHARGEMENT DES PORTIQUES****I) -Etude sous charges verticales et horizontales :****I-1- Introduction :**

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme SAP2000 ce qui nous a permis de calculer les portiques.

2- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [BAEL 91 et R.P.A 99 (version 2003)]

❖ Poutres :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare 0,8G \pm E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

❖ Poteaux :

- sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\begin{cases} \blacksquare G + Q \pm 1,2 E \\ \blacksquare G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

-Le chargement :

Pour la détermination du chargement du portique, on calcule les charges supportées par la poutre
De part et d'autre

Sens longitudinal : « poutre principale (35x40) cm² »

Portique de rive (1),(5),(9): $L=L_1 / 2=3,5 / 2=1,75$ m

Niveau	Charge Wi (t)	Charge G _T (t)	Surcharge Q(t)
11 ^{ème} Terrasse1	Acrotère :0,7x0,1x2,5=0,175	1,474	0,1x1,75=0,175
	Plancher :1,75x0,545=0,9538		
	Poutre:0,35x0,40x2,5=0,35		
2 ^{ème} ...10 ^{ème}	Plancher 1,75x0,514=0,8995	2,58	0,175x1,75=0,3063
	Poutre: 0,35x0,40x2,5=0,35		
	Voile : 0,2x2,66x2,5=1,33		
1 ^{ère} (RDC)	Plancher :1,75x0,514=0,8995	2,89	0,25x1,75=0,4375
	Poutre:0,35x0,40x2,5=0,35		
	voile:0,2x3,28x2,5=1,64		

-Portique intermédiaire (2),(6),(10): $L=L_1 / 2+L_2 / 2=3,5/2+4,42/2=3,96$ m

Niveau	Charge Wi (t)	Charge G _T (t)	Surcharge Q(t)
11 ^{ème} Terrasse1	Plancher: 3,96x0,545=2,1582	2,51	0,396
	Poutre: 0,35x0,40x2,5=0,35		
2 ^{ème} ...10 ^{ème}	Plancher: 3,96x0,514=2,0354	3,45	0,693
	Poutre: 0,35		
	Voile:0,2x2,66x2,5x0,8=1,064		
1 ^{ère} (RDC)	Plancher: 3,96x0,514=2,0354	3,697	0,99
	Poutre: 0,35		
	Voile:0,2x3,28x2,5x0,8=1,312		

-Sens transversal : « poutre secondaire (40,45)cm² »

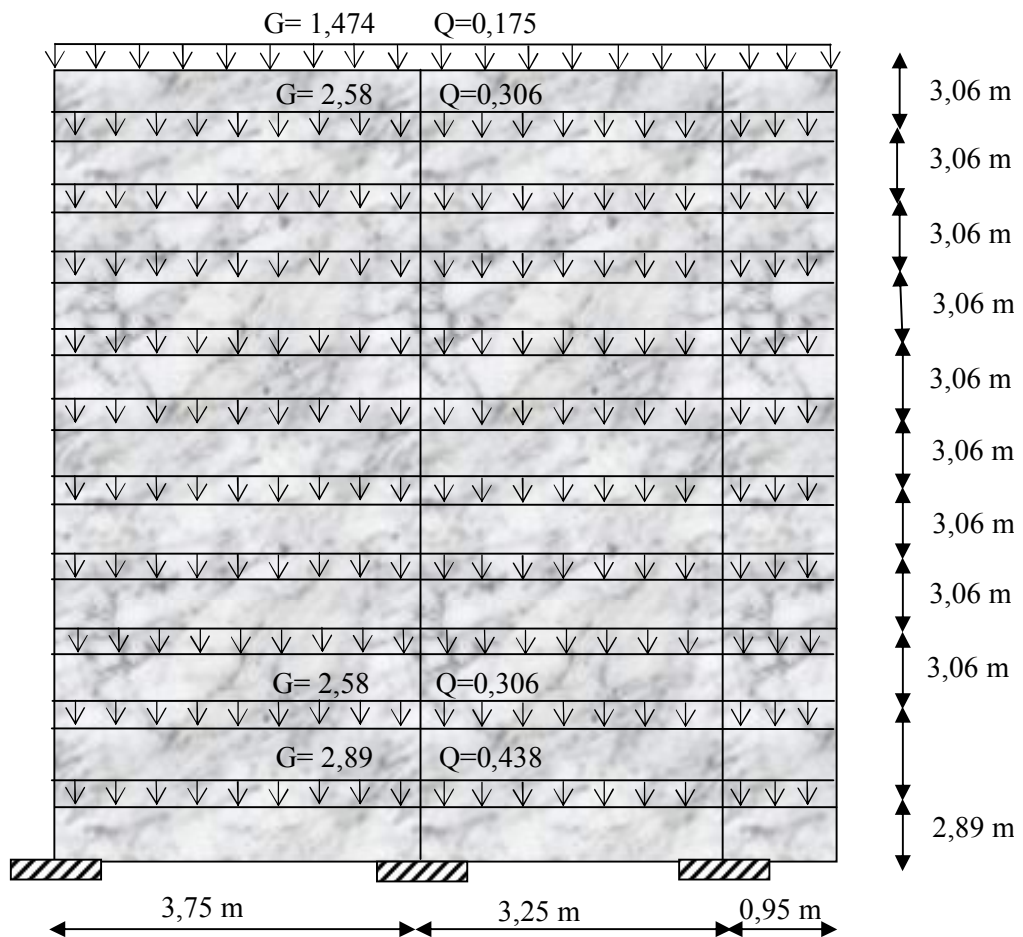
-Portique de rive :(A),(B),(C): $L=0,65/2=0,325$ m

Niveau	Charge Wi (t)	Charge G _T (t)	Surcharge Q(t)
11 ^{ème} Terrasse	Acrotère :0,7x0,1x2,5=0,175	0,6533	0,1x0,0325=0,0325
	Plancher: 0,325x0,545=0,177		
	Poutre:0,35x0,35x2,5=0,3063		
2 ^{ème} ...10 ^{ème}	Plancher: 0,325x0,514=0,167	1,79	(0,325x0,175)+(1,15x0,35) =0,46
	Balcon: 1,15x0,534=0,6141		
	Poutre: 0,35x0,35x2,5=0,3063		
	Mur ext:0,25x2,71x1,3x0,8=0,705		
1 ^{ère} (RDC)	Plancher : 0,325x0,514=0,167	1,34	0,25x0,325=0,081
	Poutre:0,3063		
	Mur ext:0,25x3,33x1,3x0,8=0,866		

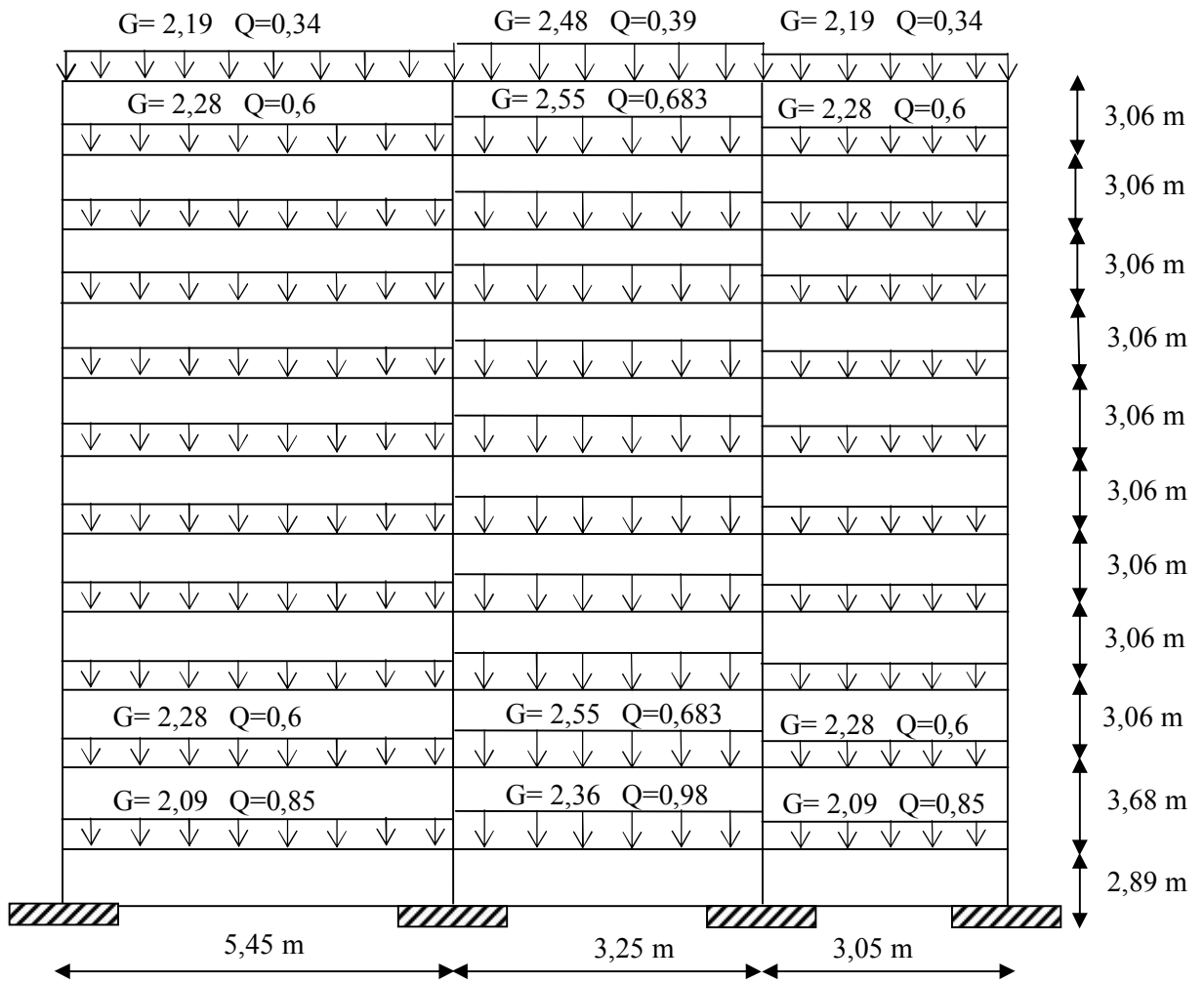
-Portique intermédiaire:

Niveau		Charge W_i (t)	Charge $G_T(t)$	Surcharge $Q(t)$
12 ^{ème} (Terrasse2)	B	Réaction de la dalle pleine sur la poutre:0,51	0,51	0,02
	A	Plancher: $0,65 \times 0,545 = 0,35$ Poutre: $0,35 \times 0,35 \times 2,5 = 0,3063$	0,66	0,065
11 ^{ème} (Terrasse1)	B	Réaction de la dalle pleine sur la poutre:2,17	2,17	0,726
	A	Plancher: $0,65 \times 0,514 = 0,3341$ Poutre : 0,3063 Mur int : $0,1 \times 2,71 \times 0,9 \times 0,8 = 0,195$	0,84	0,114
2 ^{ème} ... 10 ^{ème}	B	Réaction de la dalle pleine sur la poutre:2,17	2,17	0,726
	A	Plancher: $0,65 \times 0,514 = 0,3341$ Poutre: 0,3063	0,64	0,16
1 ^{ère} (RDC)	B	Réaction de la dalle pleine sur la poutre:2,17	2,17	0,844

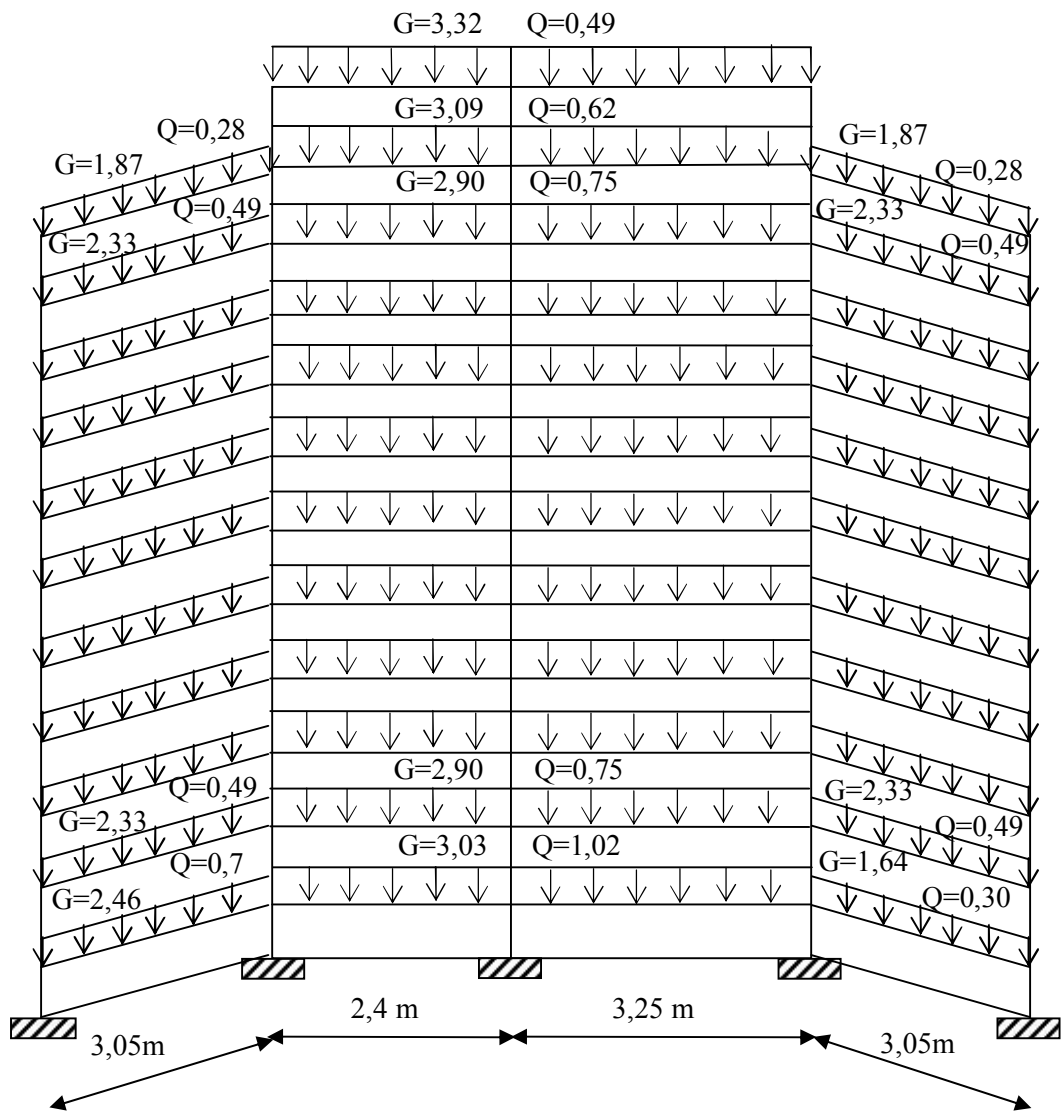
Sens longitudinal : portique de rive avec voile plein [t /ml]



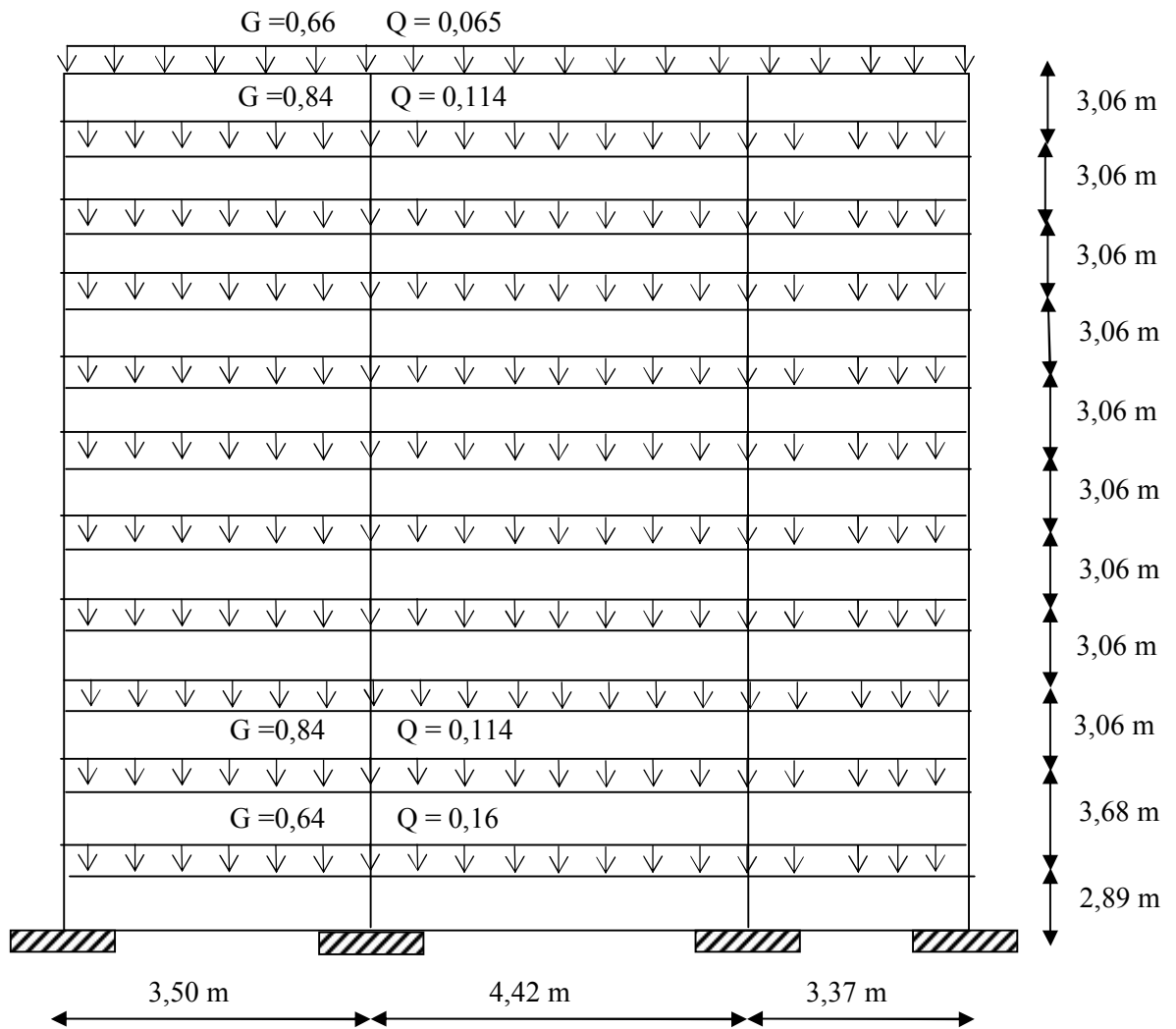
Sens longitudinal : portique intermédiaire sans voile [t/ml]



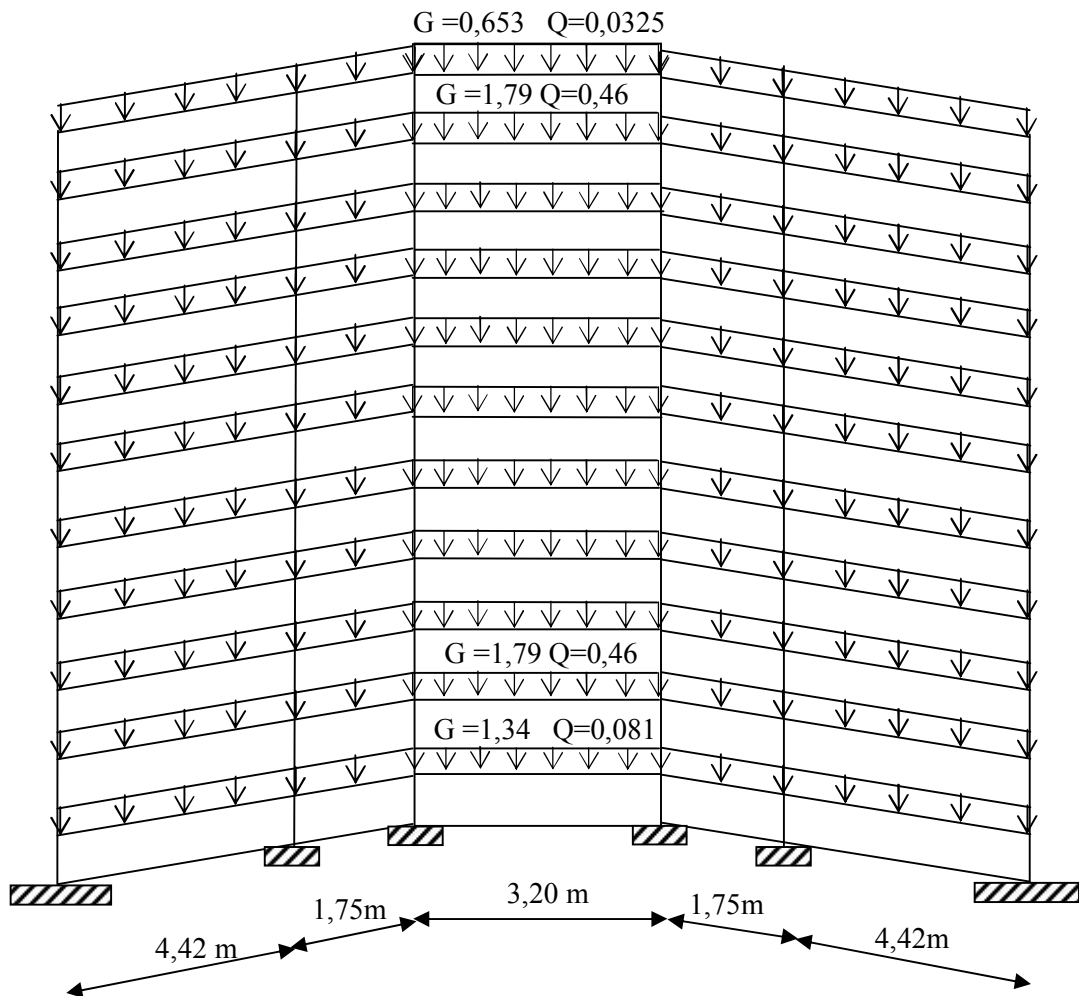
Sens longitudinal : portique intermédiaire sans voile [t / ml]



Sens transversale : portique intermédiaire [t /ml]



Sens transversale : portique de rive [t /ml]



FERRAILLAGE DES PORTIQUES

1) Ferrailage des poutres :

Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

- sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}
- sollicitation du 2^{eme} genre $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2}=0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \\ S_{p2}=G+Q \pm E. \end{array} \right.$

➤ si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}

➤ si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ Mpa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ Mpa

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348$ Mpa.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ Mpa

Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min}=0,5\% bht.$
- Section d'armature maximale: $A_{max1}=4\%bht.$ (Zone courante)

$A_{max2}=6\%bht.$ (Zone de recouvrement)

1) sens longitudinal : « poutre principale (35x40) cm² »

a.1) Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 35 \times 40 / 100 = 7,00 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 35 \times 40 / 100 = 56 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 35 \times 40 / 100 = 84 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

Exemple de calcul :

Poutre de rive :(RDC)

- En travée :

(Sp₁) ⇒ Mt_{sp1}=2,15 t.m

(Sp₂) ⇒ Mt_{sp2}=1,59 t.m

$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1,35 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp₁)

Données :

- Largeur de la poutre b=35cm.
- Hauteur de la section h_r=40cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d=0.9xht=36 cm
- Contrainte des aciers utilisés f_e=400 Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours f_{c28}=25 Mpa
- Contrainte limite de traction du béton f_{t28}=2,1Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

Moment ultime Mu	Mu	2,15 t.m	μ=0,0334<μ _l =0,392 pas d'acier comprimé
Moment réduit	μ=Mu/(bxd ² xf _{bc})	0,0334	
Etat limite de compression du béton	μ _l =0,392	μ<μ _l	
Coefficient de la fibre neutre	α=1,25(1-√1-2μ)	0,0425	
Coefficient β	β =1-0,4 α	0,9830	
Section d'aciers As	Mu / (σ _s x β x d)	1,75 cm²	

- En appuis :

(Sp₁) ⇒ Ma_{sp1}=4,47 t.m...

(Sp₂) ⇒ Ma_{sp2}=3,44 t.m

$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1,30 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (Sp₁)

Moment ultime Mu	Ma	4,47 t.m	μ=0,0695<μ _l =0,392 pas d'acier comprimé
Moment réduit	μ=Ma/(bxd ² xf _{bc})	0,0695	
Etat limite de compression du béton	μ _l =0,392	μ<μ _l	
Coefficient de la fibre neutre	α=1,25(1-√1-2μ)	0,0902	
Coefficient β	β =1-0,4 α	0,9639	
Section d'aciers As	Mu / (σ _s x β x d)	3,70 cm²	

Tableau récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

Sens longitudinal : « poutre principale (35x40) cm² »

Poutre de rive :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	4,47	3,44	4,47	7,00	3,70	4T14=6,16
	Travée	2,15	1,59	2,15	7,00	1,75	4T14=6,16
1 ^{ere} au 9 ^{eme}	Appuis	3,89	3,02	3,89	7,00	3,21	3T16=6,03
	Travée	1,95	1,43	1,95	7,00	1,58	3T16=6,03
terrassel	Appuis	2,24	1,66	2,24	7,00	1,82	3T14=4,62
	Travée	1,125	0,82	1,125	7,00	0,91	3T14=4,62
terrasse2	Appuis	8,68	7,98	7,98	7,00	5,83	4T14=6,16
	Travée	6,66	5,00	6,66	7,00	5,62	4T14=6,16

Poutre intermédiaire :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	10,27	7,85	10,27	7,00	8,98	6T14=9,25
	Travée	5,42	3,93	5,42	7,00	4,53	4T14=6,16
1 ^{ere} au 9 ^{eme}	Appuis	10,43	9,26	9,26	7,00	6,83	4T16=8,04
	Travée	5,91	4,39	5,91	7,00	4,96	4T14=6,16
terrassel	Appuis	7,55	7,3	7,3	7,00	5,31	4T14=6,16
	Travée	5,79	4,32	5,79	7,00	4,85	4T14=6,16

2- sens transversal : « poutre secondaire (35x35) cm² »

Armature longitudinale :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\%bht = 0,5 \times 35 \times 35 / 100 = 6,125 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%bht = 4 \times 35 \times 35 / 100 = 49 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\%bht = 6 \times 35 \times 35 / 100 = 73,5 \text{ cm}^2$$

Poutre de rive :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	3,27	2,66	3,27	6,125	3,09	3T14=4,62
	Travée	1,67	1,24	1,67	6,125	1,55	3T14=4,62
1 ^{ere} au 9 ^{eme}	Appuis	8,32	8,62	8,62	6,125	7,38	3T16=6,03
	Travée	3,41	3,24	3,24	6,125	2,64	3T14=4,62
terrasse1	Appuis	4,5	5,31	5,31	6,125	4,40	3T14=4,62
	Travée	2,37	3,34	3,34	6,125	2,72	3T14=4,62
terrasse2	Appuis	3,19	4,82	4,82	6,125	3,98	3T14=4,62
	Travée	4,25	3,41	4,25	6,125	4,06	3T14=4,62

Poutre intermédiaire :

niveau	section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC	Appuis	4,1	3,54	4,1	6,125	3,91	3T16=6,03
	Travée	2,05	1,55	2,05	6,125	1,91	3T14=4,62
1 ^{ere} au 9 ^{eme}	Appuis	7,79	7,3	7,3	6,125	6,17	5T14=7,7
	Travée	3,36	3,9	3,9	6,125	3,20	3T14=4,62
terrasse1	Appuis	6,46	5,97	5,97	6,125	4,98	4T14=6,16
	Travée	3,98	3,36	3,98	6,125	3,79	3T14=4,62

Les vérifications :

Sens longitudinal : « poutre principale (35x40) cm²»

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23x35x36x2,1/400 = 1,52cm^2.$$

Adopté > A_{min}.....condition vérifiée.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 16,74x100/(35x36) = 1,32Mpa \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5Mpa) = 3,25Mpa. \\ \tau_u = 1,22 < \bar{\tau}_u = 3,25Mpa.....condition vérifiée. \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,43 ; 35 ; 14)$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

-Calcul de L'espace:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min(42,75 ; 40\text{cm}) \end{array} \right. \Rightarrow St \leq 40\text{cm}$$

Zone nodale : $St \leq \min(h/4 ; 12\Phi l ; 30\text{cm})$
 $St \leq \min(10 ; 16,8 ; 30\text{cm})$

Zone courante: $St \leq h/2$
 $St \leq 20\text{cm}$

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b.st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k.f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$F_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,32 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 35}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,133 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{1,41}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,705 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,705 \times b}{fe} = \frac{0,705 \times 35}{235} = 0,105 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,133 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 1,995 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$T_{max} = 16,74 \text{ t} \quad M_{app} = 10,43 \text{ t.m}$

$\delta_u = M_{app} / Z = 10,43 / 0,9 \times 31,5 \times 10^{-2} = 36,79 \text{ t} > 16,74 \text{ t}$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = F_b/S \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b/\sqrt{2} \end{array} \right.$$

d'ou: $\bar{\sigma}_b = 2T/ab$

a : longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$, mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b \implies a \geq 2T \gamma_b / 0,8bf_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 167,4 \times 1,5 / (0,8 \times 35 \times 25 \times 10) = 0,072 \text{ m} = 7,2 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 35 - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 31 \text{ cm}$$

$$a = 31 \text{ cm} > 7,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max T = 167,4KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 5

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 167,4 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 5 \times 5,024 \times 5 \times 10^2 = 2,35 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 2,35 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ Mp}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi f_e / 4\tau_s$

Avec Φ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,6 \times 400 / (4 \times 2,835) = 56,44 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 35 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 24,8 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1,64 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 23,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 4,77 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,6 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 22,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 7,89 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 7,38 \text{ t.m}$$

$$A = 7,7 \text{ cm}^2$$

1- position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow 17,5y^2 + 115,5y - 3638,25 = 0 \Rightarrow y = 11,50 \text{ cm}$$

2- moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 63943,542 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K..y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{7,38 \times 10^4}{63943,542} \times 11,50 = 13,27 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

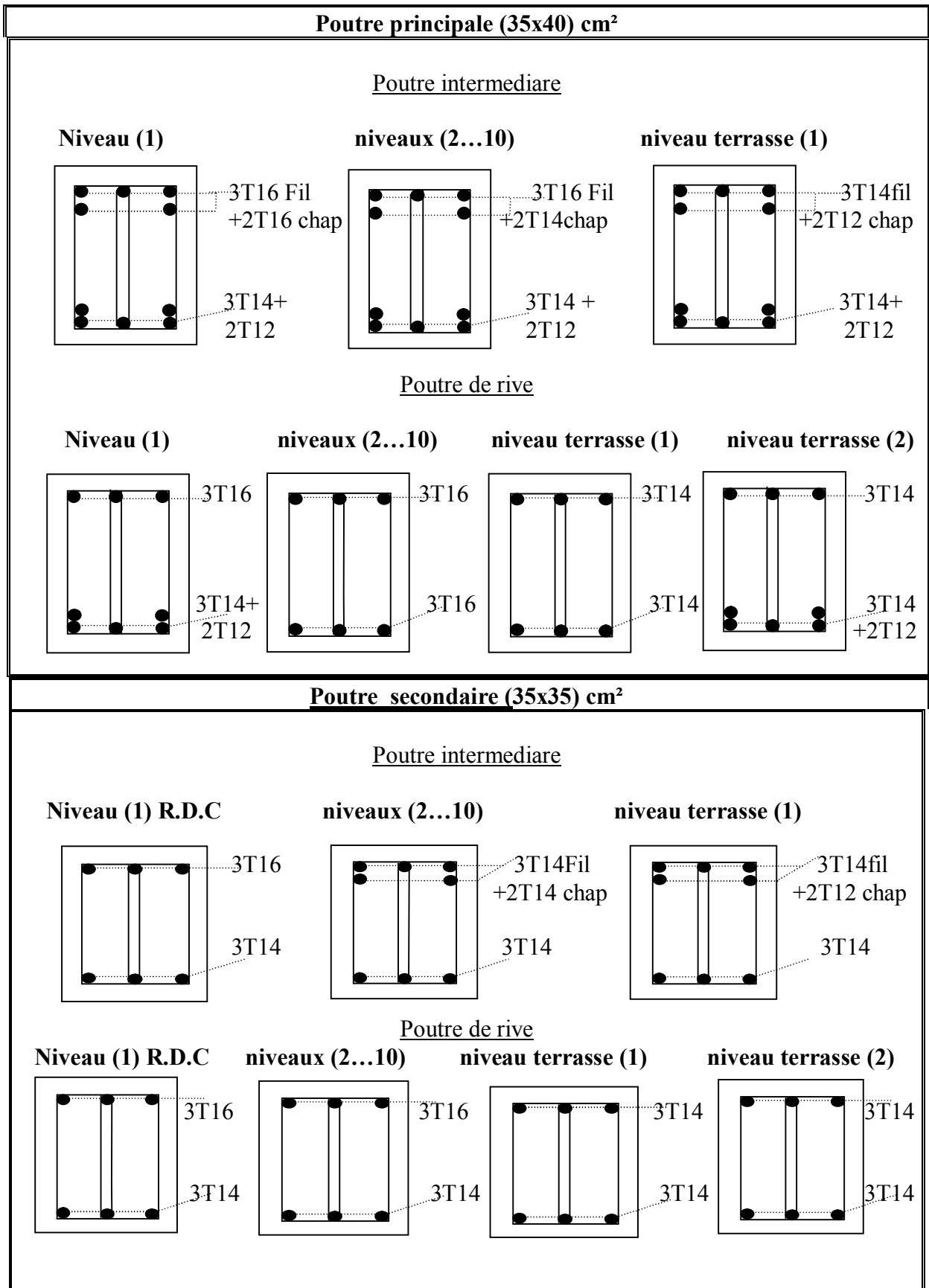
$$\sigma_{bc} = 13,27 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$M_{tmax}=7,38 \text{ t.m}$, $M_0 = (G+Q) l^2/8 = (2,28+0,6) \times (5,45)^2/8 = 10,69 \text{ t.m}$ (à l'ELS)

$A_s = 7,7 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,0734 > 0,0625 \quad (\text{vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,0734 > 0,069 \quad (\text{vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,0061 < 0,0105 \quad (\text{vérifiée}). \end{array} \right.$$



Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires

Ferraillage des poteaux :

Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

$$\begin{aligned}
 - 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G+1,5Q &\Rightarrow \begin{aligned} [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_1 \\ [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_2 \\ [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_3 \end{aligned} \\
 - 2^{\text{eme}} \text{ Genre : } 0,8G \pm E. &\Rightarrow \begin{aligned} [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_4 \\ G+Q \pm 1,2E & \begin{aligned} [N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_5 \\ [M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] &\rightarrow A_6 \end{aligned} \end{aligned}
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 04% en zone courante, 06% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres Niveaux seront données dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003) :

Famille de poteaux	Amin=0,8 %bht	Amax1=4%bht	Amax2=6%bht
1 ^{ere} famille(45x45)cm ²	16,2cm ²	81cm ²	121,5cm ²
2 ^{eme} famille(40x40)cm ²	12,8cm ²	64cm ²	96cm ²
3 ^{eme} famille(35x35)cm ²	9,8cm ²	49cm ²	73,5cm ²

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 1^{er} genre: unités principale (t.m).

Etages		s-sol,RDC,1 ^{er} ...3 ^{eme}		4 ^{eme} ,5 ^{eme} ,6 ^{eme}		7 ^{eme} ,8 ^{eme} ,9 ^{eme}		
poteaux	combinaison	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	
P1 De rive	(a)	N _{max}	170,94	62,38	95,16	28,70	57,02	10,93
		M _{corr}	4,42	1,52	4,94	2,02	2,13	1,85
	(b)	N _{min}	19,07		8,54		1,42	
		M _{corr}	0,50		0,47		0,29	
	(c)	M _{max}	5,17	2,79	5,11	2,99	5,32	2,74
		N _{corr}	151,05	50,44	77,04	22,16	7,98	2,05
P2 central	(a)	N _{max}	226,61		130,77		78,99	
		M _{corr}	1,17		2,45		1,17	
	(b)	N _{min}	19,25	31,51	8,58	14,18	1,45	2,67
		M _{corr}	0,32	0,28	0,24	0,22	0,56	0,20
	(c)	M _{max}	2,83	5,17	3,27	5,11	4,10	4,56
		N _{corr}	149,33	151,05	95,25	77,40	17,58	14,13

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre : unités principale (t.m).

Etages		s-sol,RDC,1 ^{er} ...3 ^{eme}		4 ^{eme} ,5 ^{eme} ,6 ^{eme}		7 ^{eme} ,8 ^{eme} ,9 ^{eme}		
poteaux	combinaison	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	Sens long	Sens tran	
P1 De rive	(a)	N _{max}	160,56		78,61	60,94	42,53	16,65
		M _{corr}	1,78		2,49	1,46	3,29	0,64
	(b)	N _{min}	70,85		19,81		2,01	
		M _{corr}	2,12		1,90		1,82	
	(c)	M _{max}	5,30	3,09	5,51	3,38	5,93	3,11
		N _{corr}	80,57	42,98	47,52	12,12	7,90	0,99
P2 central	(a)	N _{max}	168,34		96,72		58,21	
		M _{corr}	1,196		0,06		3,15	
	(b)	N _{min}	28,45		8,79		0,39	
		M _{corr}	1,13		0,67		0,46	
	(c)	M _{max}	4,33	5,30	4,71	5,52	6,68	
		N _{corr}	106,134	80,57	68,05	47,52	13,16	

Exemple de calcul :

Poteau de rive (s-sol, RDC, 1er...3^{eme} étage): section (45x45) cm²

1) Sens longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau b= 45cm.
- hauteur de la section ht= 45cm.
- Enrobage c=2,5cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d = ht-c= 42,5 cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa

- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable

❖ **Combinaison de 1^{er} genre :**

➤ (a) $N_{\max}=170,94\text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 4,42\text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=4,42/170,94=0,0258$$

$$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=170,94(0,425-0,45/2+0,0258)=38,61\text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81\text{ fbc.b.h} \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/\text{b.d.fbc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu=170,94\text{ t} < 232,42\text{ t... Vérifiée} \\ Mu=38,61\text{ t.m} < 50,40\text{ t.m ... Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1=A'_1=0$)

➤ (b)- $N_{\min}=19,07\text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0,50\text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=0,50/19,07=0,026$$

$$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=19,07(0,425-0,45/2+0,026)=4,314\text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81\text{ fbc.b.h} \\ Mu \leq N.d (1-0,514Nu/\text{b.d.fbc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu=19,07\text{ t} < 232,42\text{ t... Vérifiée} \\ Mu=4,314\text{ t.m} < 7,83\text{ t.m ... Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2=A'_2=0$)

➤ (c) $M_{\max} = 5,17\text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 151,05\text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$$e=M/N=5,17/151,07=0,034$$

$$M_u = Nu (d-\frac{ht}{2}+e)=151,07(0,425-0,45/2+0,034)=35,38\text{ t.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81\text{ fbc.b.h} \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/\text{b.d.fbc}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu =151,07\text{ t} < 232,42\text{ t... Vérifiée} \\ Mu = 35,38\text{ t.m} < 46,83\text{ t.m ... Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_3=A'_3=0$)

❖ **combinaison de 2^{ème} genre :**

➤ (a)- $N_{\max}=160,56 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 1,78 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e=M/N=0,011$

$Mu=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=160,56(0,425-0,45/2+0,011)=33,89 \text{ t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/bdfbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 160,56 \text{ t} < 303,12 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 33,89 \text{ t.m} < 53,19 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armature ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$)

➤ (b)- $N_{\min}=70,85 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 2,12 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 2,12/70,85 = 0,0299$

$Mu=Nu (d-\frac{ht}{2}+e)=70,85 (0,425-0,45/2+0,0299) = 16,29 \text{ t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 70,85 \text{ t} < 303,12 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 16,29 \text{ t.m} > 27,18 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5=A'_5=0$)

➤ (c) $M_{\max} = 5,30 \text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 80,57 \text{ t}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 5,30/80,57 = 0,065$

$Mu = Nu (d-\frac{ht}{2}+e) = 80,57 (0,425-0,45/2+0,065) = 21,41 \text{ t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 80,57 \text{ t} < 303,12 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 21,41 \text{ t.m} < 30,45 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_6=A'_6=0$)

Section adoptée :

$A_{\min}=0,008 \times 45 \times 45=16,2 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adopté}}=\max(A_1,A_2,A_3,A_4,A_5,A_6,,A_{\min})=\max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 16,2)=16,2 \text{ cm}^2$

2) Sens transversale:

❖ **combinaison de 1^{er} genre :**

➤ (a) $N_{\max}=62,38 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}}=1,52 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e=M/N=1,52/62,38=0,024$

$M_u=Nu(d-\frac{ht}{2}+e)=62,38(0,425-0,45/2+0,024)=13,97 \text{ t.m}$

vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 62,38 \text{ t} < 232,42 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 13,97 \text{ t.m} < 23,55 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1=A'_1=0$)

➤ (b)- $N_{\min}=19,07 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 0,50 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0,50/19,07 = 0,026$

$M_u = Nu (d-\frac{ht}{2}+e)=19,07(0,425-0,45/2+0,026) = 4,314 \text{ t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq N.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 19,07 \text{ t} < 232,42 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 4,314 \text{ t.m} < 7,83 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2=A'_2=0$)

➤ (c) $M_{\max} = 2,79 \text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 50,44 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 2,79/50,44 = 0,055$

$M_u = Nu (d-\frac{ht}{2}+e) = 50,44(0,425-0,45/2+0,055) = 12,88 \text{ t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc.b.h \\ Mu \leq Nu.d (1-0,514Nu/b.d.fbc) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 50,44 \text{ t} < 232,42 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ Mu = 12,88 \text{ t.m} < 19,50 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_3=A'_3=0$)

❖ **Combinaison de 2^{ème} genre :**

➤ (a)- $N_{\max}=160,56 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 1,78 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 0,011$

$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 160,56 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,011 \right) = 33,89 \text{ t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b d f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 160,56 \text{ t} < 303,12 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 33,89 \text{ t.m} < 53,19 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A'_4 = 0$)

➤ (b)- $N_{\min}=70,85 \text{ t}$ $M_{\text{corresp}} = 2,12 \text{ t.m}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 2,12/70,85 = 0,0299$

$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 70,85 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,0299 \right) = 16,29 \text{ t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 70,85 \text{ t} < 303,12 \text{ t} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 16,29 \text{ t.m} > 27,18 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = A'_5 = 0$)

➤ (c) $M_{\max} = 3,09 \text{ t.m}$ $N_{\text{corresp}} = 42,98 \text{ t}$

Détermination le centre de pression :

$e = M/N = 3,09/42,98 = 0,0719$

$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 42,98 \left(0,425 - 0,45/2 + 0,0719 \right) = 11,69 \text{ t.m}$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 42,98 \text{ t} < 303,12 \text{ t} \dots \text{Vérifiée} \\ M_u = 11,69 \text{ t.m} < 17,19 \text{ t.m} \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$)

Section adoptée :

$A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 16,2) = 16,2 \text{ cm}^2$

Tableau récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux de rive (p1) :

Niveaux	combo	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
S-sol, RDC, 1 ^{er} ... 3 ^{eme} (45x45) cm ²	(a),(2)	170,94	38,61	0	160,56	33,89	0	16,20	4T20+4T16 = 20,61
	(a),(3)	62,38	13,99	0					
	(b),(2)	19,07	4,314	0	70,85	16,29	0		
	(b),(3)								
	(c),(2)	151,05	35,38	0	80,57	21,41	0		
	(c),(3)	50,44	12,88	0	42,98	11,69	0		
4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} (40x40) cm ²	(a),(2)	95,16	21,59	0	78,61	16,25	0	12,80	8T16=16,08
	(a),(3)	28,70	7,04	0	60,94	12,12	0		
	(b),(2)	8,54	1,96	0	19,81	5,37	0		
	(b),(3)								
	(c),(2)	77,40	18,65	0	47,52	13,83	0		
	(c),(3)	22,16	6,87	0	12,12	5,50	1,57		
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} Terrasse (35x35) cm ²	(a),(2)	57,02	10,68	0	42,53	9,67	0	9,80	6T16+2T14 =15,14
	(a),(3)	10,93	3,49	0,17	16,65	3,14	0		
	(b),(2)	1,42	0,50	0,05	2,01	2,12	1,21		
	(b),(3)								
	(c),(2)	7,98	6,52	4,11	7,90	7,12	4,025		
	(c),(3)	2,05	3,05	2,28	0,99	3,26	2,414		

Tableau récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux centraux (p2) :

Niveaux	combo	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
S-sol, RDC, 1 ^{er} ... 3 ^{eme} (45x45) cm ²	(a),(2)	226,61	46,50	0	168,34	34,86	0	16,20	6T20+2T16 =22,87
	(a),(3)								
	(b),(2)	19,25	4,17	0	28,45	6,82	0		
	(b),(3)	31,51	6,58	0					
	(c),(2)	149,33	32,70	0	106,13	25,55	0		
	(c),(3)	151,05	35,38	0	80,57	21,41	0		
4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} (40x40) cm ²	(a),(2)	130,77	25,33	0	96,72	16,99	0	12,80	4T20+4T16 =20,61
	(a),(3)								
	(b),(2)	8,58	1,74	0	8,79	2,21	0		
	(b),(3)	14,18	2,70	0					
	(c),(2)	95,25	19,94	0	68,05	16,62	0		
	(c),(3)	77,40	18,65	0	47,52	13,84	0		
7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} Terrasse (35x35) cm ²	(a),(2)	78,99	13,02	0	58,21	11,88	0	9,80	8T16=16,08
	(a),(3)								
	(b),(2)	1,45	0,78	0,30	0,39	0,52	0,31		
	(b),(3)	2,67	0,60	0					
	(c),(2)	17,58	6,74	1,59	13,16	8,65	4,11		
	(c),(3)	14,13	6,68	2,52					

Les vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement : « le poteau le plus sollicité (45x45) cm² »

$T_{max}=3,96 \text{ t}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 3,96 \times 100 / (45 \times 42,5) = 0,21 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,21 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

b- Calcul des armatures transversales :

-Diamètre des armatures transversales :

$\Phi_t = \Phi_l / 3$

$\Phi_t = 20 / 3$

$\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

b.1- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

- En zone courante : $S_t \leq 15 \Phi_L = 24 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

b.2- Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$\lambda_g = L_f / b$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f = 0,7 L_0$

$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 3,06 / 0,45 = 4,76$

$\lambda_g = 4,76 < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,75$ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").

donc : $A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \cdot 3,75 \cdot 396}{45 \cdot 235} = 2,106 \text{ cm}^2$

c- Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 3 < 4,76 < 5 : \quad 0,55\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0055 \cdot 10 \cdot 45 = 2,475 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \cdot 15 \cdot 45 = 3,71 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

d- Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

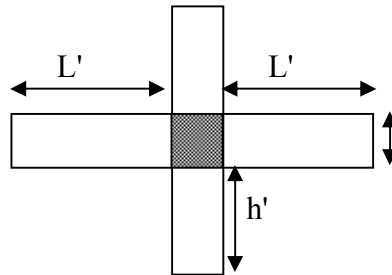
$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 45 / 235 = 1,15 \text{ cm}^2 < 3,71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e- Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\begin{cases} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60 \text{ cm}) = \text{Max}(306/6; 45; 45; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 40 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$



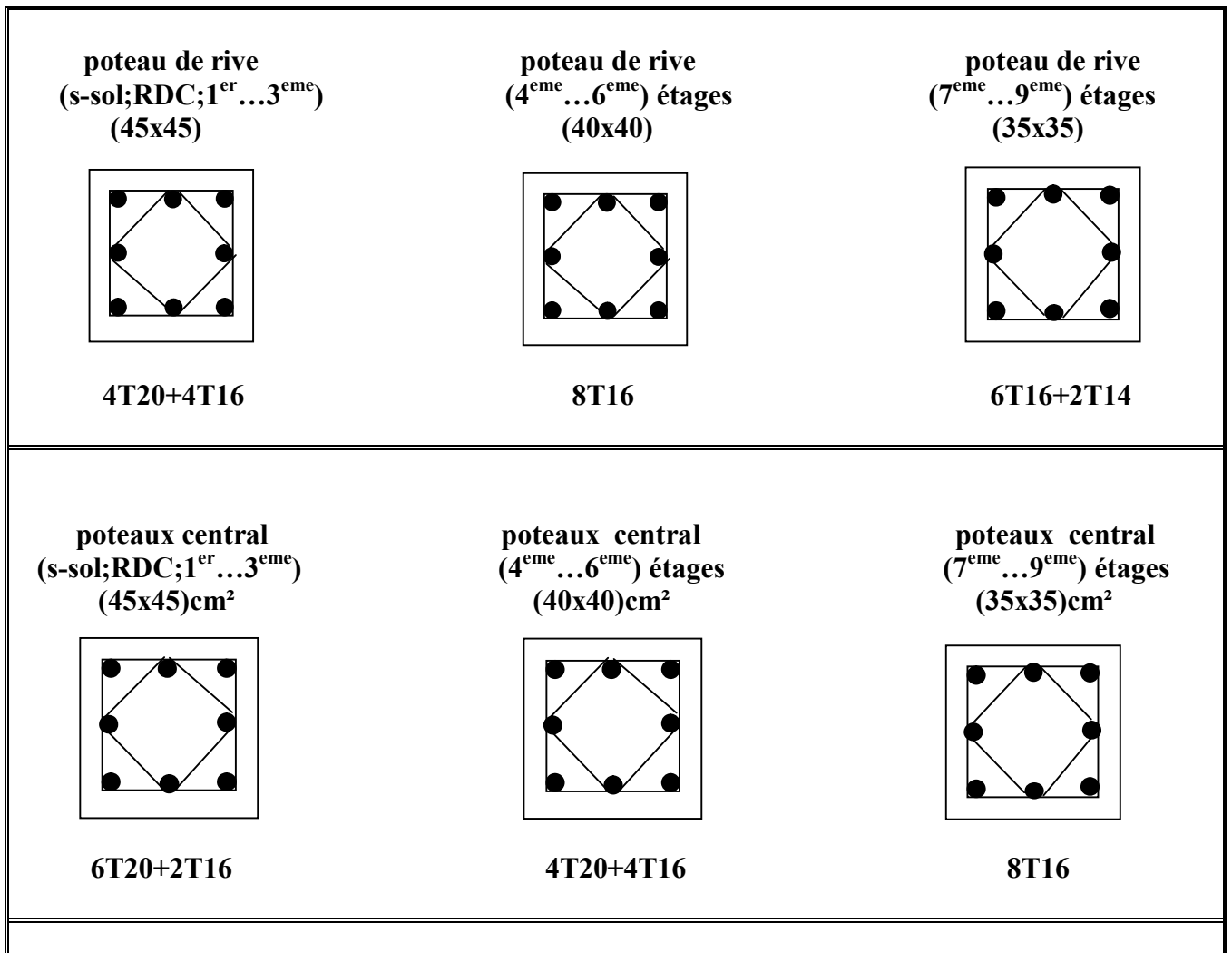


Figure VII .3 -Dessin de ferrillages des sections des poteaux

ETUDE DES VOILES**Introduction:**

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dan leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

2) principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$ (vérification du béton)
 - 2) $0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)
-

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

1) Armatures verticales :

Il sont disposées on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

2) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas ou les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

II) ferrailage des voiles :

Exemple de calcul :

II.1)- voile de rive:

A = 1,035 m²

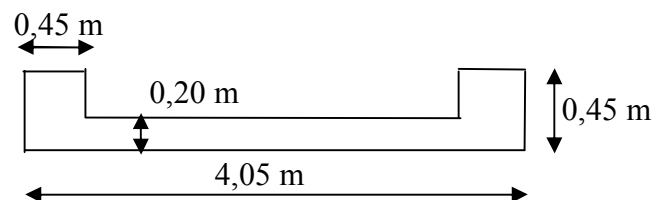
I = 1,11 m⁴

V = 2,025 m

N = 45,77 t

M = 0,73 t.m

T = 4,68 t.



Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{45,77 \cdot 10^{-2}}{1,035} + \frac{0,73 \times 2,025 \cdot 10^{-2}}{1,11} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{45,77 \cdot 10^{-2}}{1,035} - \frac{0,73 \times 2,025 \cdot 10^{-2}}{1,11} = 0,39 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

1- Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min\{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : $St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est **5 T 12 = 5,65 cm²/ml**

2- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5 T 12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

3- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 6 par m²**.

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a \cdot L}$

Avec : $\overline{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{4,68 \cdot 1,4}{0,20 \cdot 3,15} = 0,104 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,104 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

II.2)- voile intermédiaire :

$A = 1,065 \text{ m}^2$

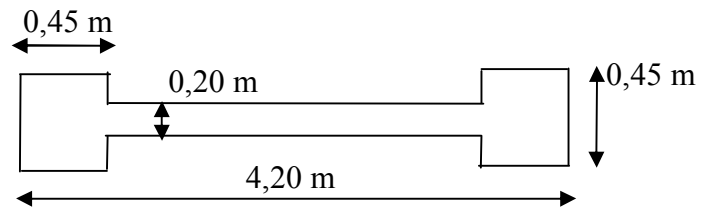
$I = 1,23 \text{ m}^4$

$V = 2,10 \text{ m}$

$N = 68,41 \text{ t}$

$M = 1,50 \text{ t.m}$

$T = 13,42 \text{ t.}$



Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{68,41 \cdot 10^{-2}}{1,065} + \frac{1,50 \times 2,10 \cdot 10^{-2}}{1,23} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{68,41 \cdot 10^{-2}}{1,065} - \frac{1,50 \times 2,10 \cdot 10^{-2}}{1,23} = 0,62 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

1- Calcul des armatures verticales ::

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

-Selon le BAEL 91,on à :

$$St \leq \min\{2.a , 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40 , 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min\{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{30 , 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

Donc : $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est **5 T 12 = 5,65 cm²/ml**

2- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5 T 12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

3- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **4φ 6 par m²**.

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$

Cette contrainte est limitée par: $\overline{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.l} = \frac{13,42.1,4}{0,20.3,3} = 0,28 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,28 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Disposition des armatures :

1-armatures verticales :

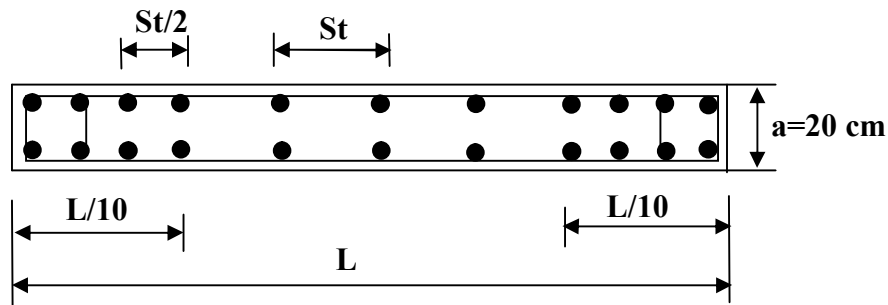
-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On à $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 15\text{ cm}$ vérifiée

$L=330\text{ cm} \rightarrow L/10 = 33\text{ cm}$



Disposition des armatures verticales dans les voiles

2-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournée aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30\text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

3-Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

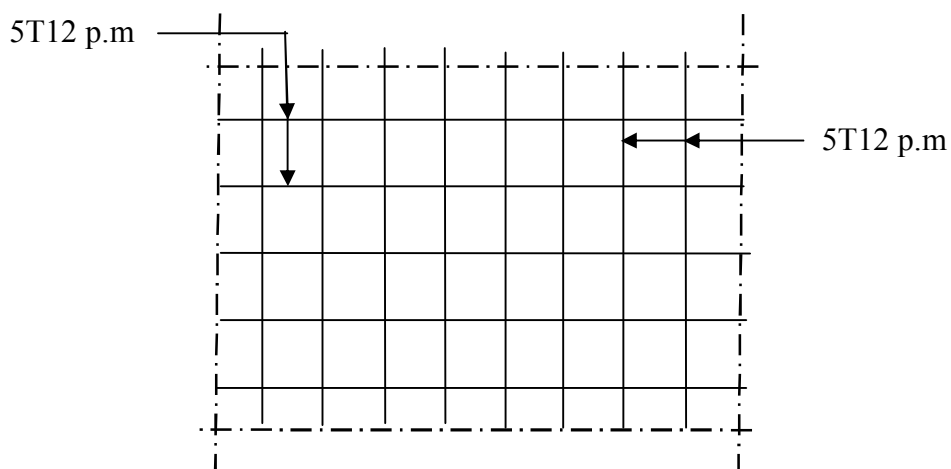


Figure IV-3- disposition du ferrailage du voile

IX.1-Calcul du voile périphérique :

IX.1.1- Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003) , le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\text{KN/m}^3$
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$$

$$K_a' = K_a = 0,271$$

IX.1-2- le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

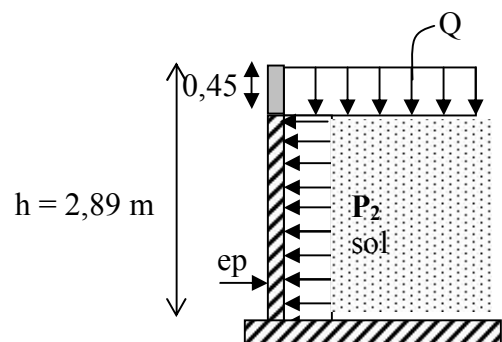
On adopte : $e_p = 20\text{cm}$.

IX.1-3-Calcul des charges :

a- Poussée des terres :

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h \quad \text{avec:} \quad \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = 0,271 \cdot 17 \cdot 2,89 = 1,331 \text{ t/ml}$$



b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \cdot 0,15 \cdot 2,89 = 0,117 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C - La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 1,331 + 1,5 \times 0,117 = 1,97 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 1,97 \text{ t/ml.}$$

IX.1-4- Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2,89 - 0,40 = 2,49 \text{ m.}$$

$$L_y = 4,43 - 0,5 = 3,93 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,49}{3,93} = 0,6335 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \alpha = 0,63 \\ \nu = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0779 \\ \mu_y = 0,3338 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0779 \cdot 1,97 \cdot (2,49)^2 = 0,95 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,3338 \cdot 1,57 = 0,318 \text{ t.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,808 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,27 \text{ t.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 0,808 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,808 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,017 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,021.$$

$$Z = d(1 - 0,416\alpha) = 17,84 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = \frac{0,808 \cdot 10^4}{17,84 \times 348} = 1,3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y :

$$M_{tx} = 0,27 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,27 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,006 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,0074.$$

$$Z = d(1 - 0,416\alpha) = 17,94 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z\sigma_s} = \frac{0,27 \cdot 10^4}{17,94 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non fragilité :

Sens y :

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \cdot 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}}\}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max\{0,43; 2,00; 1,6\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on à :

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}.$$

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,63}{2} \right) = 1,90 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc: } A_{\text{adoptée}} = \max\{1,30; 2,00; 1,90\}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : **5T10/mL** soit une section de **3,93cm²/ml** et un espacement de **20cm**.

IX.1-5-Les vérifications :

a- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1,97 \cdot \frac{2,49}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0,63}{2}} = 1,87t$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{1,87 \cdot 10^4}{100 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0,104MPa.$$

$$1 - \tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \cdot 25 / 15 = 1,17MPa.$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 1,17 > \tau_u = 0,104MPa \quad \text{condition vérifiée.}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b- Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 1,331 + 0,117 = 1,45t/ml.$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,70t.m$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0,23$$

$$M_{\text{tx}} = 0,595t.m$$

$$M_{\text{ty}} = 0,20t.m$$

Sens x :

$$M_{\text{ser}} = 0,595t.m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \cdot 100}{100 \cdot 18} = 0,218.$$

$$\text{abaque} \rightarrow K = 51,67 ; \beta = 0,925.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{0,595 \cdot 10^4}{0,925 \cdot 18 \cdot 393} = 90,93MPa.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

$$\sigma_s = 90,93MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{90,93}{51,67} = 1,76MPa.$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,76MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à L' E.L.U.R conviennent.

Sens y :

$$M_{ser} = 0,20t.m$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.12,5} = 0,218$$

$$d'ou \quad k = 51,67 ; \beta = 0,925.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{0,20.10^4}{0,925.18.3,93} = 30,56MPa.$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

$$\tau_s = 30,56MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa.....condition vérifiée.$$

$$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{30,56}{51,67} = 0,60MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 0,60MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.....condition vérifiée$$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec **5T10 =3,93 cm²/ml** chacune et avec un espacement **S_t=20cm**

IX.3- Calcul des fondations :**IX.3.1- Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,10 bar à un ancrage de 3,00 m.

- Pour qu'il n'y ai pas de chevauchement entre deux fondation, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit.

1- Dimensionnement à l' E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l' E.L.U $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
 - ❖ Transmettre au sol la totalité des efforts
 - ❖ Eviter les tassements différentiels.
-

IX.3.2-Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Calcul du radier:

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

IX.3.2.1- Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i = 5724,774 \text{ t.}$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^{12} Q_i = 822,919 \text{ t}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 8962,82 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 6547,70 \text{ t.}$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 6547,70 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 6547,70/11 = 595,245 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 770,242 \text{ m}^2$.

IX.3.3- Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminé à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5,45$ m

$$Q_u = Nu / S = 8962,82 / 770,242 = 11,64 \text{ t/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 11,64.1\text{ml} = 11,64 \text{ t/ml}$.

$$V_u = 11,64.5,45 / 2 = 31,71 \text{ t}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28}.b}$$

$$d \geq \frac{31,71 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,2114\text{m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 5,45\text{cm}$$

$$21,8 \leq d \leq 27,25 \text{ cm}$$

$h = d + c = 27,25 + 5 = 32,25\text{cm}$; on prend : $h = 35\text{cm}$; $d = 30\text{cm}$

IX.3.3.1- Détermination de la hauteur de la poutre de libage:

Pour pouvoir assimilé le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivantes :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 60,56 \text{ cm} \leq h \leq 90,83 \text{ cm}$$

On prend : $d = 72 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$.

IX.3.3.2- Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,35 \times 770,242 + 0,80 \times 0,45 \times 313,75] = 956,337 \text{ t}$$

$$E.L.S: N_{\text{ser}} = 956,337 + 6547,70 = 7504,037 \text{ t}.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{7504,037}{770,242} = 9,742 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Inerties du radier :

$$I_{xG} = 76095,35m^4$$

$$I_{yG} = 124428,82m^4$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,80)^3 / 12 = 0,0192m^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,45m$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0192}{500 \times 0,45}} = 5,756m$$

$$L_{max} = 5,45m < \frac{\pi}{2} . L_e = 9,037m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide, les moments agissant à la base du radier sont :

$$M_x = 0,0753 \text{ t.m}$$

$$M_y = 0,2532 \text{ t.m}$$

IX.3.3.2- Calcul des contraintes :

Sens longitudinal x :

$$\sigma_{1,2}^x = \frac{N}{s_r} \pm \frac{M_v \cdot V}{I_x} ; V = \frac{A}{2}$$

$$\sigma_1^x = \frac{8962,82}{770,242} + \frac{0,0753 \cdot 250,5}{76095,35} = 11,6366 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2^x = \frac{8962,82}{770,242} - \frac{0,0753 \cdot 250,5}{76095,35} = 11,6361 \text{ t/m}^2$$

Sens transversal y :

$$\sigma_1^y = \frac{N}{s_r} + \frac{M_y \cdot V_y}{I_y} = \frac{8962,82}{770,242} + \frac{0,2532 \cdot 250,5}{124428,82} = 11,6369 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_2^y = \frac{N}{s_r} - \frac{M_y \cdot V_y}{I_y} = \frac{8962,82}{770,242} - \frac{0,2532 \cdot 250,5}{124428,82} = 11,6358 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma(L/4)_x = \frac{3\sigma_1^x + \sigma_2^x}{4} = 11,6365 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma(L/4)_y = \frac{3\sigma_1^y + \sigma_2^y}{4} = 11,6366 \text{ t/m}^2.$$

IX.3.3.3- Evaluation des charges pour le calcul du radier :**Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 11,6369 - 0,875 = 10,762 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 10,762 \text{ t/m}^2.$$

IX.3.4- Ferrailage du radier :**IX.3.4.1- Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}}.$$

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,35M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{ appuis intermédiaire.}$$

2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

Exemple de calcul :

$$\alpha = l_x / L_y = 3,93 / 4,95 = 0,79 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

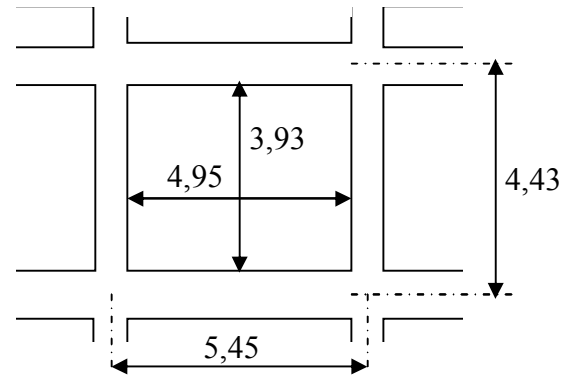
$$\rho = 0,79 \Rightarrow \mu_x = 0,0573 ; \mu_y = 0,5786.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0573 \times 10,762 \times (3,93)^2 = 9,52 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,5786 \times 9,52 = 5,51 \text{ t.m}$$



-En travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 9,52 = 8,09 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,09 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,064 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055 \mu} \right) = 0,0818.$$

$$z = d(1 - 0,416 \alpha) = 28,98 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \sigma_s} = \frac{8,09 \cdot 10^4}{28,98 \times 348} = 8,02 \text{ cm}^2.$$

On adopte **6T14 / ml** , **A = 9,24 cm²/ml** , **S_t = 17 cm**

Sens y :

$$M_{ty} = 0,85 \times 5,51 = 4,68 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,036 ; \alpha = 0,0459 ; z = 29,43 \text{ cm}$$

$$A = 4,57 \text{ cm}^2 .$$

On adopte **6T12 / ml** , **A = 6,79 cm²/ml** , **S_t = 17 cm**

-En appuis :

Sens x:

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \cdot 9,52 = 4,76 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,038 ; \alpha = 0,0485 ; z = 29,39 \text{ cm}$$

$$A = 4,65 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T12 / ml** , **A = 5,65 cm²/ml** , **S_t = 20 cm**

Sens y:

$$M_{ay} = 0,5 M_{oy} = 0,5 \cdot 5,51 = 2,76 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,022 ; \alpha = 0,0279 ; z = 29,65 \text{ cm}$$

$$A = 2,67 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T10 / ml, A = 3,93 cm²/ml, St = 20 cm**

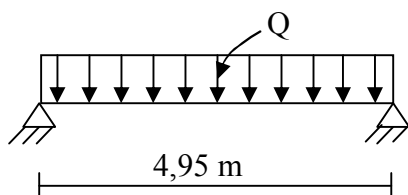
On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

IX.3.5- Ferrailage des poutres de libages :

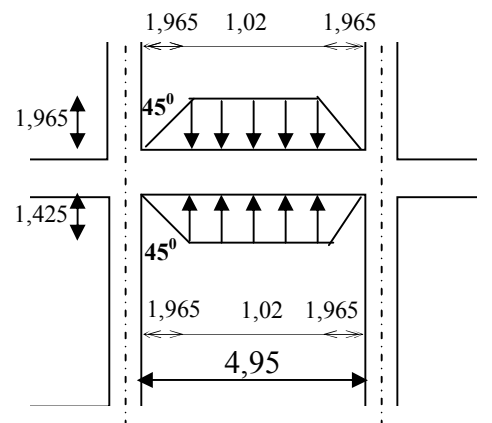
Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a- Sens longitudinal (y) :

$$L_{\max} = 4,95 \text{ m}$$



≈



**Répartition des charges sur les poutres selon
Les lignes de rupture.**

Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 3,93 \text{ m}$

$$Ly_1 = 4,95 \text{ m}$$

$$Lx_2 = 2,85 \text{ m}$$

$$Q = 10,762 \text{ t/m}^2$$

$$Q' = \frac{10,762}{2} \left[\left(1 - \frac{3,93^2}{3 \times 4,95^2} \right) \cdot 3,93 + \left(1 - \frac{2,85^2}{3 \times 4,95^2} \right) \cdot 2,85 \right] = 30,34 \text{ t/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{30,34 \times 4,95^2}{8} = 92,93 \text{ t.m}$$

a.1- Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \cdot 92,93 = 79 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{79,00 \cdot 10^4}{45 \cdot (72)^2 \cdot 14,2} = 0,238 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055\mu} \right) = 0,344$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 61,71 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{79,00 \cdot 10^4}{61,71 \cdot 348} = 36,79 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T20 ; A = 37,71 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4T20 \end{cases}$$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \cdot 92,93 = 46,47 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,126 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \quad \alpha = 0,1673, \quad z = 66,99 \text{ cm}^2, \quad A_s = 19,93 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T20) Fil+ (4T20) chap. ; A = 25,13 cm².**

Appuis de rive:

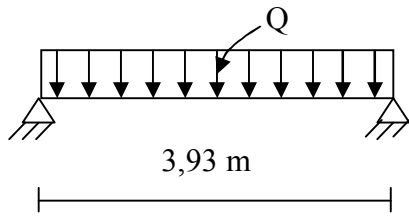
$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \cdot 92,93 = 18,57 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,050 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0); \alpha = 0,0641; z = 70,10; A_s = 7,61 \text{ cm}^2$$

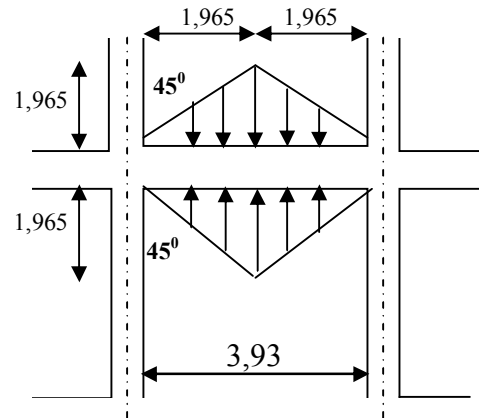
On adopte : **(4T16) Fil+ (2T16) chap. ; A = 12,06 cm².**

b- Sens transversal(x) :

$L_{max} = 3,93 \text{ m.}$



≈



Calcul de Q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 10,762 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 3,93 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot 10,762 \cdot 3,93 = 28,20 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{28,20 \cdot 3,93^2}{8} = 54,44 \text{ t.m}$$

b.1- Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \cdot 54,44 = 46,28 \text{ t.m, } b = 45 \text{ cm, } h = 80 \text{ cm, } d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{46,28 \cdot 10^4}{45 \cdot (72)^2 \cdot 14,2} = 0,139 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,202 \left(1 - \sqrt{1 - 2,055 \mu} \right) = 0,187$$

$$z = d(1 - 0,416\alpha) = 66,39 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} = \frac{46,28 \cdot 10^4}{66,39 \cdot 348} = 20,03 \text{ cm}^2.$$

on adopte: $\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 3T20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 3T20 ; A = 24,88 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 3T16 \end{cases}$

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5.M_0 = 0,5.54,44 = 27,22 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,074 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0) ; \alpha = 0,0952 , z = 69,15\text{cm}^2 , A_s=11,31\text{cm}^2$$

On adopte : **(3T16) Fil+ (3T20) chap ; A =15,46 cm².**

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2.M_0 = 0,2.54,44 = 10,89 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,030 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'= 0); \alpha = 0,038; z = 70,86; A_s = 4,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(3T16) Fil ; A =6,03 cm².**

IX.3.4.3- Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 fe) = 80 \text{ cm}$

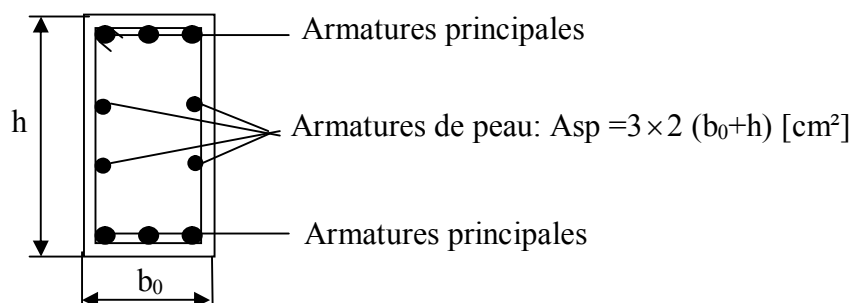
Dans notre cas $h_a=80 \text{ cm}$ (vérifiée) ,donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque coté de la nervure, elle sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,45) \text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0+h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,45 + 0,80) = 7,5 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04cm².**



IX.3.4.4- Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 62,80 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{62,80}{0,50 \cdot 0,72 \cdot 100} = 1,74 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales :

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,86; 12; 50) = 12 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20, 14, 4) = 14,4 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3 f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b(\tau_u - 0,3 f_{c28}) S_t}{0,8 A_t}$$

$$f_e \geq \frac{50 \cdot (1,74 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 3,14} = 331,41 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10 , $A=3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,87; 0,4 \text{ MPa}) = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 > 0,87 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

CONCLUSION

En fin de ce modeste travail qui présente l'étude d'une tour en (R+9+S.sol) à usage d'habitation et bureaux constituée d'une structure mixte (portique-voile), Nous avons persuadés que ce système de contreventement mixte conformément aux règlements technique en vigueur est très conseillé en zone sismique, parce qu'il représente une capacité de résistance satisfaisante.

Comme à travers de cette étude, nous avons pu assimiler nous différentes connaissance dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation de l'outils informatique qui permettant de réduire le temps et facilité l'analyse et le dessin des structures (SAP 2000, AUTO-CAD), en tenons compte de la sécurité et la résistance structurale; de la conception et l'exécution, sans oublier le côté économique.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

- [1] A.GUERRIN, R.C LAVEUR, "traite de béton armé -Tome II"
Edition Dunod, 1979
- [2] CHIKH NASR-EDDINE,"Etude des poutres continues en béton armé, analyse et calcul"O.P.U .1996
- [3] D.T.U, "Charges permanentes et sur charges d'exploitations"
O.P.U.1989.
- [4]D.T.R.C2-47, "Règlement Neige et vent R.N.V 99" JUIN 1999
- [5] DTR-B-C2-48 "Règle parasismiques algériennes R.P.A.99 version
2003", Ministère de l'habitation, janvier 2004
- [6] J-PIERRE MOUGIN,"Cours de béton armé (règle B.A.E.L.91)",
Edition Berti.1994
- [7] DTR-B-C2-42 "Règles de conception et de calcul des parois et
murs en béton banché, version révisée 1997", Ministère de
l'habitation, novembre 1997.
- [8] C.G.S,"catalogue d'exemples de calcul au R.P.A.88"
- [9] TC.SZUTTY, "conception et calcul des structures soumises aux
séismes", O.P.U.1984
- [10] M.BELAZOUGUI,"Calcul des ouvrages en béton armé",
O.P.U1986.
- [11] Mémoire de fin d'études, Université Tiaret (promotion
2003/2004).

Sommaire

Chapitre I: Introduction

I.0- Introduction	1
I.1- Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2- Caractéristique des matériaux.....	3
I.3- Etat limites.....	5
I.3.2.2- Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1- Pré dimensionnement du plancher.....	11
II.2- Descente de charges	11
II.3- Pré dimensionnement des poutres	13
II.3.3- Pré dimensionnement des poteaux.....	14

Chapitre III : Calcul des planches

III.1- Introduction.....	21
III.1.1- Dimensionnement des poutrelles.....	22
III.2- Méthode de calcul.....	22
III.3- Calcul des poutrelles.....	23
III.4- Calcul du ferrailage.....	39
III.5- Etude de la dalle pleine.....	64

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

IV.1- Etude de l'acrotère	81
IV.2- Etude des balcons.....	85
IV.3- Etude des Escaliers	89
IV.4- Etude de l'ascenseur.....	105

Chapitre V : Etude sismique

V.1- Introduction.....	118
V.2- présentation du logiciel	120
V.3- Poids de la structure	123
V.4- Calcul sismique	126

Chapitre VI : Etude au vent

VI.1- Généralités.....	131
VI.1.1- Caractéristiques de la construction.....	131
VI.1.2- Calcul des forces dynamiques exercées par le vent	132

VI.2- Détermination des charges.....	133
--------------------------------------	-----

Chapitre VII : Etude des portiques

VII.1- Introduction.....	137
VII.2- Charges verticales	138
VII.3- ferrailage des poutres.....	140
VII.4- ferrailage des poteaux.....	149

Chapitre VIII : Etude des voiles

VIII.1- Introduction.....	164
VIII.2- Ferrailage des voiles.....	167

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1- Calcul des voiles périphériques	171
IX.2- Calcul des fondations.....	176
IX.2.1- Ferrailage du radier.....	180
IX.2.2- Ferrailage des poutres de libage.....	182

Conclusion

Références et bibliographie