



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

**BENSOUNA FATIMA ZOHRA
BENSAADA KHADIDJA**

Sujet du mémoire :

**Etude d'un Bâtiment d'angle
(RDC+9 étages) à usage d'habitation
situé à Tipaza.**

13 juillet 2021

Présidente : M.RANNAK Z.

Rapporteur : M_R SERBAH B.

Examineur : M_R BEKKI

Examinatrice : M.DRAOUI A

PROMOTION : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

A l'issue du cycle de notre formation on tient à remercier le dieu le plus puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Nos remerciements les plus sincères vont à notre encadreur Mr serbah pour son encadrement, sa confiance ses précieux conseils et son aide durant cette année.

Nos vifs remerciements vont à monsieur bekki pour sa bienveillance et sa compréhension.

On tient à remercier également madame ouazir pour son grand soutien et son encouragement, sa confiance et ses conseils.

On tient à exprimer nos vifs remerciements envers Mr mimouni pour ses conseils et son grand soutien.

On nous ferons un agréable devoir de remercier Mr boussmaha pour le temps qu'il nous a consacré et pour les précieuses informations qu'il nous a prodigués avec intérêt et compréhension.

Nos vifs remerciements vont aussi à nos parents qui nous ont soutenus durant toute la vie.

En fin on aimerait rendre *hommage à tous ceux qui* de loin ou de près nous ont apporté leurs encouragements.

Abima et Khadidja

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À ma chère maman qui n'a jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

À mes grands parents qui je les souhaite une longue vie pleine de bonne santé.

À ma sœur AMIRA pour son soutien et ces conseils précieux tout au long de mes études.

À mes chères sœurs pour ces soutiens moraux et encouragements.

À une personne très cher qui ma toujours soutenu.

À mon encadreur bien sur Mr serbah.

À toute la promotion de Génie civil 2021.

En fin, je le dédie à mon binôme qui a contribué à la réalisation de ce travail.

Abima

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance. Je dédie ce modeste travail
à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu' à atteindre ce stade de formation.

À Mes frères et sœurs et ma famille

A' mon mari pour son soutien

Mes ami(e)s.

À mon encadreur bien sur Mr serbah. et Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

A toute la promotion 2020-2021

En fin, je le dédie à mon binôme qui a contribué à la réalisation de ce travail.

Khadidja

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un Rez-de-chaussée plus (09) étages à destination habitable implanté dans la wilaya de «TIPAZA».

L'étude de ce projet est faite Selon les règlements de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91 modifié99 et RPA99 /version 2003)

On commence en premier lieu par donner une description détaillé du projet (caractéristiques géométriques, lieu d'implantation...etc.), et on site les différents matériaux utilisés avec leurs caractéristiques, on donne également les différentes hypothèses de calcul.

En second lieu on procède au pré-dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage (Poteaux, poutres) et les descentes de charges.

Ensuite on détermine le ferrailage des éléments secondaires (escaliers et ascenseur et balcons).

Après la modélisation du structure par logiciel « ETABS »; on passe à l'étude des portiques et des voiles.

Enfin on fait l'étude de l'infrastructure (calcul du radier général).

Mots clés : Béton armé, ETABS, RPA99v2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study building consisting of a Ground Floor plus (09) floors, The RDC and 9 floors are intended for residential use located in the wilaya of "TIPAZA".

The study of this project is made According to the rules of calculation and verification of reinforced concrete (B.A.E.L91 modified99 and RPA99 / version 2003)

The first step is to give a detailed description of the project (geometrical characteristics, place of implantation, etc.), and the different materials used with their characteristics are located and the various calculation hypotheses are given.

Secondly, the pre-dimensioning of the various elements of the structure (posts, beams) and the descent of loads are carried out.

Then, the reinforcement of the secondary elements (stairs and elevator and balconies) is determined.

After modeling the software structure "ETABS"; we pass to the study of porticoes and sails.

Finally, we study the infrastructure (calculation of the general floor).

Key words: Reinforced concrete, ETABS, RPA99v2003, modified BAEL91 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية تتكون من طابق ارضي زائد 9 طوابق. الطابق الأرضي الأول و باقي الطوابق ذات استعمال سكني تقع بولاية تيبازة. قمنا بهذه الدراسة وفق قوانين الخرسانة المسلحة (الخرسانة المسلحة في حالات الحد 1991 المعدل 1999) و تعليمات البناء المضاد للزلازل (برنامج التحليل الانشائي)، أولا نبدأ بتقديم وصف عام للمشروع (خصائصه الهندسية... الخ) و نقوم بذكر المواد المستخدمة و خصائصها، بالإضافة الى فرضيات الحساب. ثانيا نقوم بحساب الابعاد الأولية مع عرض حمولة كل عنصر (الاعمدة ، الروافد). ثالثا نقوم بدراسة العناصر الثانوية للمبنى (السلالم و المصعد... الخ). بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (تنظيم الزلزالي الجزائري 99 نسخة 2003) و بواسطة "ETABS برنامج التحليل الانشائي"، نقوم بدراسة الأجزاء المقاومة للبناية و الجدران المسلحة. و في الأخير نقوم بدراسة الاساسات (الأساس العام).

الكلمات المفتاحية :

الخرسانة المسلحة، برنامج التحليل الانشائي ، تنظيم الزلزالي الجزائري 99 نسخة 2003، الخرسانة المسلحة في حالات الحد 1991 المعدل 1999

I-Introduction générale :

Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs civils sont appelés à concevoir des structures en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité du sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir ...)

cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé tout en assurant leur stabilité et la sécurité des usages pendant et après la réalisation et pour cela on doit respecter le règlement du béton aux états limites BAEL 91 qui désigne les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé et le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, qui vise à assurer une sécurité des vies humaines et des éléments structurels des ouvrages, vis-à-vis des actions sismiques en utilisant des logiciels tels que AUTOCAD, SAP 2000, ETABS qui permettent non seulement de réduire le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

Notre étude est organisée en plusieurs chapitres :

Dans le premier chapitre, nous présenterons d'abord l'ouvrage, la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, puis nous procéderons au pré dimensionnement dans le deuxième chapitre, dans le troisième chapitre nous calculerons les ferraillements des différents éléments non structuraux (les escaliers, les balcons, l'acrotère, l'ascenseur), l'étude des planchers dans le quatrième chapitre, l'étude des portiques dans le cinquième, et l'étude des voiles dans le sixième chapitre. Le septième chapitre aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS).

Enfin dans le dernier chapitre, nous aborderons l'étude des fondations.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

I.1 -Introduction :

pour qu'une étude civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable c'est qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2 -Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage en question est un bâtiment angle en R+9 à destination habitable, ce bâtiment est implanté à Tipaza qui est selon le règlement parasismique algérien **RPA99/version2003** une zone de forte sismicité (zone III). Le bâtiment est constitué d'une structure mixte en béton armé [portiques et voiles porteurs]

C'est un bâtiment qui comporte :

Un rez-de chaussée.

9 étages courants à usage d'habitation.

Une cage d'escalier.

I.2.1-caractéristiques géométrique :**Tableau I. 1- Caractéristiques géométriques de la structure.**

Longueur totale du bâtiment	24,80 m
Largeur totale du bâtiment	24,80 m
Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère).	31,2 m
Hauteur du RDC	3,06m
Les étages courants	3,06 m

I.2.2-caractéristiques géotechniques du sol :

>>Le sol d'assise de la construction est un sol meuble (S3) (argile limoneux peu plastique) d'après le rapport du laboratoire des mécaniques des sols.

>>L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2(S2).

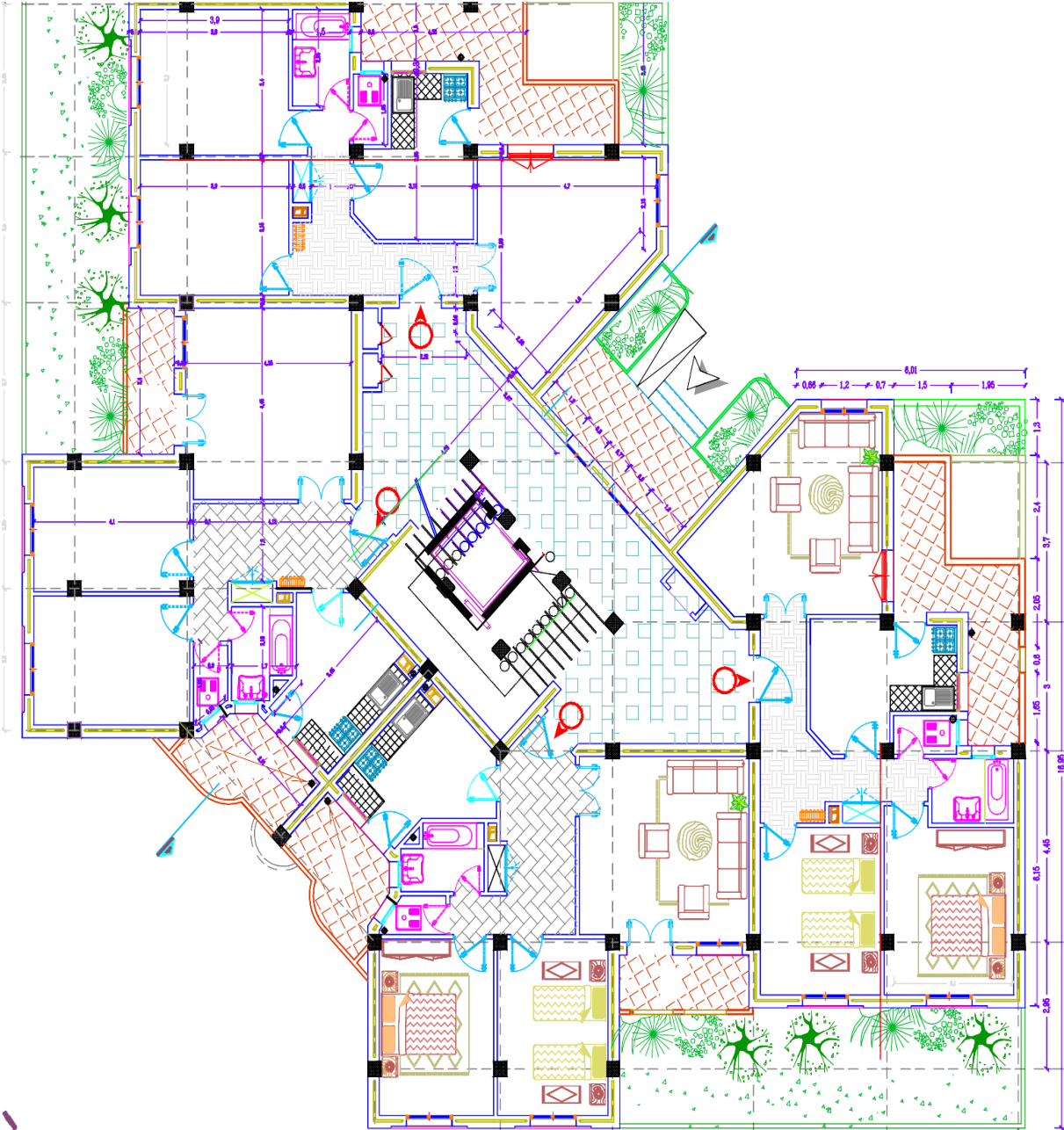
>>Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.50$ bars pour un ancrage $h = 1,50$ m.

>> Le poids spécifique du sol : $\gamma = 17$ KN/m³.

>> L'angle de frottement interne du sol $\phi = 35^\circ$

>> La cohésion $C = 20$ KN (sol peu plastique).

Figure I-1 : vue en plan d'étage courant du bâtiment angle



I.2.3-Conception de l'ouvrage:

I.2.3.1-Ossature : c'est le squelette d'un bâtiment, constitué par des portiques (poteaux, poutre), et des voiles de contreventement, leurs fonction est une fonction de résistance, elle lui permet de résister à deux types d'efforts : Horizontaux, Verticaux.

I.2.3.2- Les planchers:

Ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. Selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre pour notre structure c'est un plancher à corps creux:

I.2.3.3- Les escaliers :

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction de se déplacer entre les étages .dans notre cas on distingue type d'escalier droit, à deux volées.

I.2.3.4- Le revêtement :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

I.2.3.5- La maçonnerie :

Maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

Murs extérieurs: seront réalisés en : Double cloison de 30 cm d'épaisseur en briques creuses de 10 cm pour la cloison extérieure et celle de l'intérieur séparées par une lame d'air de 5 cm

Murs intérieurs: seront de simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.3.6 L'ascenseurs :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction, elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

I.2.3.7-Acrotères :

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et d'épaisseur de plus de 10 cm.

I.2.3.8-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 tacheté pour les planchers terrasses; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.2.4- Caractéristique mécaniques des matériaux :

I.2.4.1- Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable, gravillons) et d'eau.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de 2.50t/m^3 .

La préparation du béton (malaxage) se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière Ou d'une centrale à béton.

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont:

- **Economie:** Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression. Son association avec des armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction importants.

- **Souplesse des formes:** Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

- **Résistance aux agents atmosphériques:** elle est assurée par un enrobage correct et suffisant des armatures et une compacité convenable du béton.

- **Résistance au feu :** le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

- **Les inconvénients du béton armé sont :**

La fissuration constitue un handicap majeur pour le béton armé, particulièrement le retrait et le fluage qui constituent des Inconvénients difficile cernés.

I.2.4.1.1- Résistances mécaniques du béton :

I.2.4.1.1.a- Résistance à la compression:

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa bonne résistance à la compression elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

- Pour : 28 jours < j < 60 jours : $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour : $j \geq 60$ jours : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$
- Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

I.2.4.1.1.b- Résistance 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 $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

I.2.4.1.2 - Méthode 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 : On distingue :

a-Etat limite ultime (E.L.U) : qui correspond à la limite :

- Soit de la perte de l'équilibre statique (basculement).
- Soit de perte de la résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.
- Soit de la perte de la stabilité de forme (flambement).

b-Etat limite de service (E.L.S) :

- Définis en tenant compte des conditions d'exploitation ou de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments :
- état limite de compression du béton.
- état limite d'ouverture des fissures.
- état limite de déformation.

- Contrainte limite :

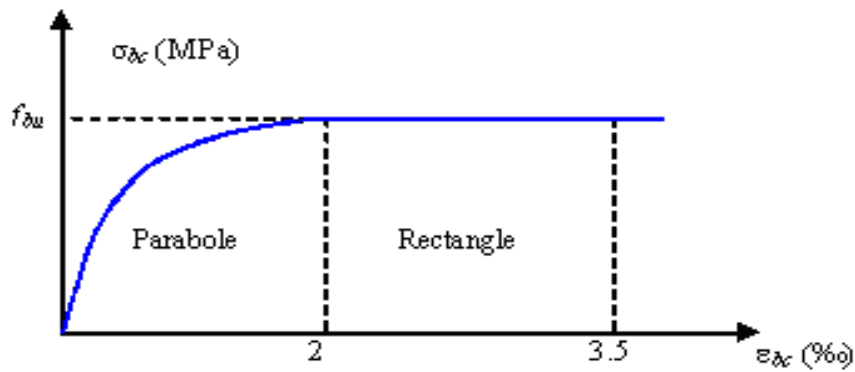
a-État limite ultime (ELU) :

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.1- Diagramme parabole-rectangle :

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

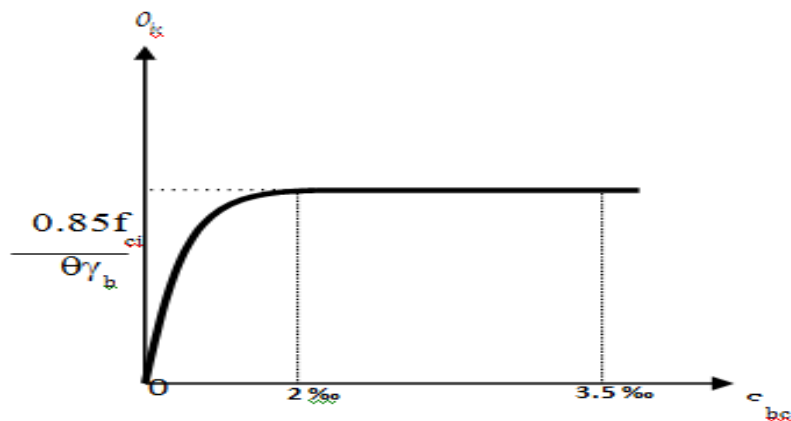
Figure I-2:- Diagramme parabole – rectangle des Contraintes – Déformations du béton.



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

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

Figure I-3- : Diagramme contraintes-déformations



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

γ_b : Coefficient de sécurité ;

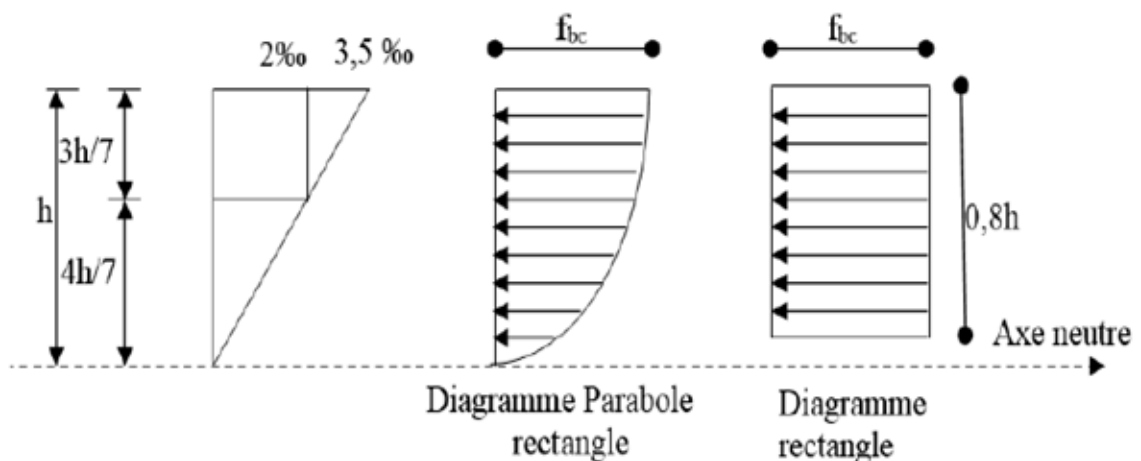
$\gamma_b = 1,5$ cas générale ;

$\gamma_b = 1,15$ 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.

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

Figure I-4- :Diagramme rectangulaire



b- Etat limite de service (ELS) :

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

b. 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 négligé dans les calculs.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}$$

$$\sigma_c = E_s \times \varepsilon_s$$

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

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

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$

c-Contrainte admissible de cisaillement:

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

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec b_0 : largeur de la pièce.

d: hauteur utile.

d- Modules de déformation longitudinale:

d.1-Module de déformation instantanée:

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

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{Mpa} ; E_{i28} = 32164,20\text{Mpa.}$$

d.2 -Module de déformation différée:

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{Mpa}; E_{i28} = 10818,87\text{Mpa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

e- Coefficients 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 :

$$\nu = \mathbf{0,2} ; \text{ pour E.L.S (béton non fissuré)}$$

Et

$$\nu = \mathbf{0.0} ; \text{ pour E.L.U (béton fissuré) ;}$$

I.2.4.2-Les Aciers :

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

- Nuance pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

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

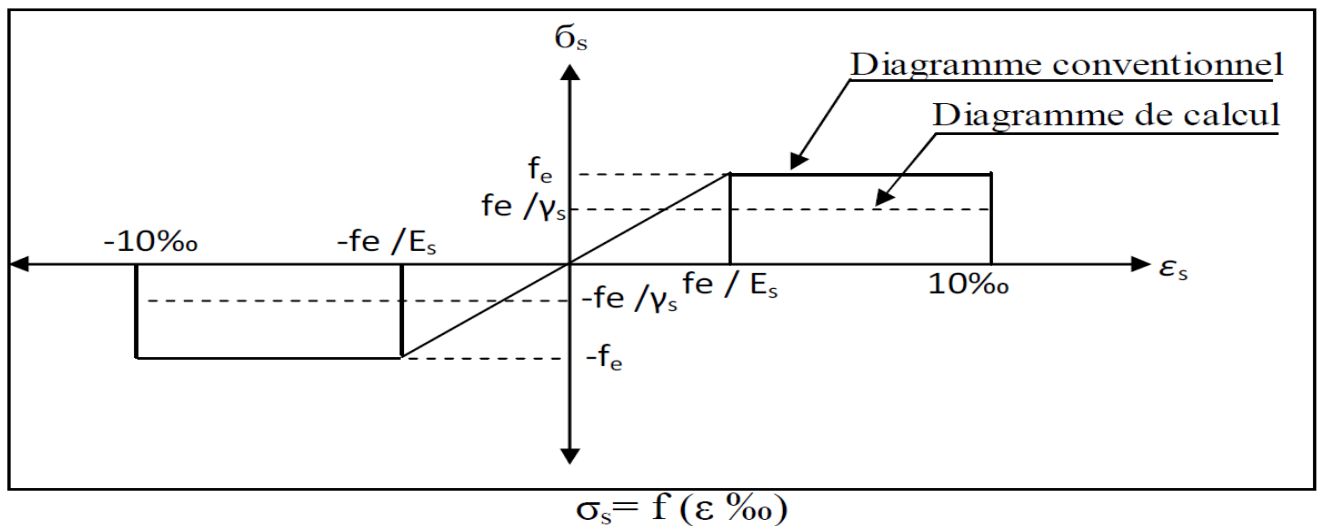
- Acier naturel (feE215, feE235) (pour les cadres);
- Acier à haute adhérence (feE400, feE500) (pour les armatures longitudinales et transversales);
- Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\varnothing = 3,5$ mm (T.S.L feE500) ;
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s = 200\,000$ Mpa ;

I. 2.4.2.1-Contrainte limite :

1.a- Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme _ contrainte déformation

Figure I-6: Diagramme de déformations-contraintes



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

$\gamma_s = 1.15$ cas général.

$\gamma_s = 1.00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

1.b- Contraintes limites de traction des armatures:

- Fissuration peu préjudiciable..... st $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation ;
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$ Mpa ;
- Fissuration très préjudiciable..... st $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ Mpa ;

η : coefficient de fissuration ;

- $\eta = 1$ Pour ronds lisses ;
- $\eta = 1.6$ Pour hautes adhérences avec $\emptyset \geq 6\text{mm}$;
- $\eta = 1.3$ Pour hautes adhérences avec $\emptyset < 6\text{mm}$;

Etats limites:

Selon les règles **B.A.E.L91**, on distingue deux états de calcul :

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

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 parasismiques algériens R.P.A 99 (version2003).

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. 2.4.2.2-Les 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.
- Le raccourcissement du béton est limité à: $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ en flexion composé et à 2% en Compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\%$.
- Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour:
Le béton en compression.
L'acier en traction et en compression.

I. 2.4.2.3 -Règles des trois pivots :

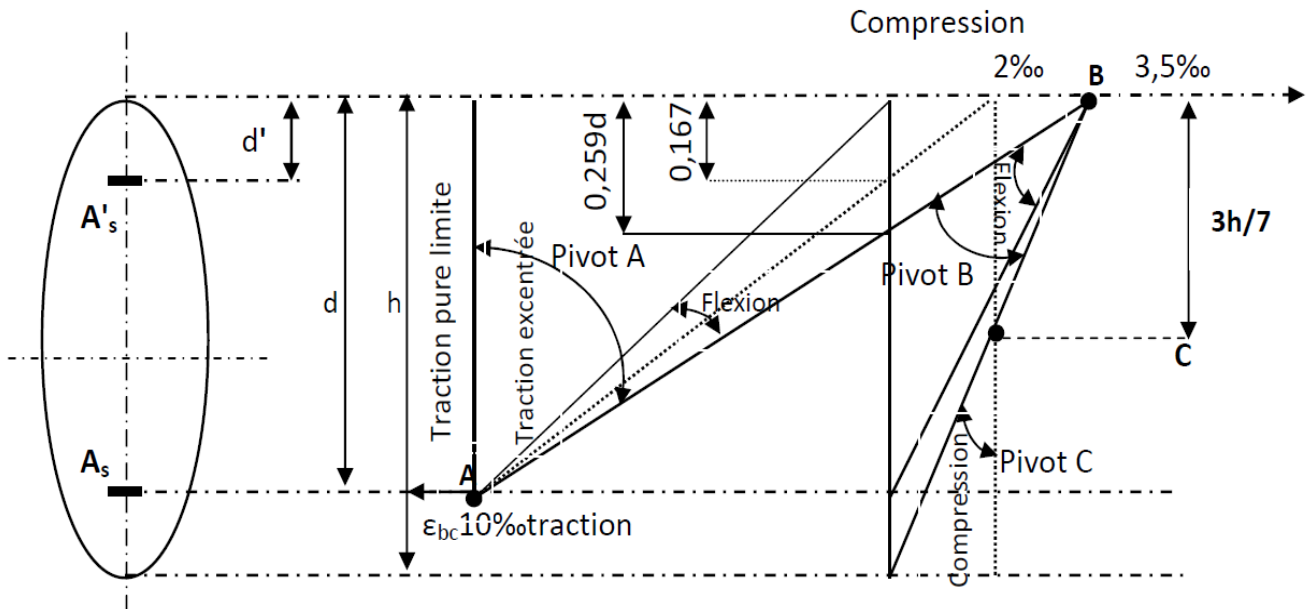
En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé, on peut intervenir:

- 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, C** appelés Pivots.

Tableau-I-2-Les déformations limites du pivot.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 100%
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

Figure-I-7-Diagramme des déformations limitées de la section



I. 2.5. -Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :**I. 5.a-Etat limite ultime:**

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

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

I.5.b-Etat limite de service : Combinaison d'action : $G+Q$

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

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

I. 2.6 La réglementation utilisée: l'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles:

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

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

II-1-Introduction:

Avant d'entamer tout calcul de la structure, il faut passer par leur pré-dimensionnement et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage, Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles ;

II-2- Détermination de l'épaisseur du plancher et dalle pleine:

le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume à dimensionner une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche :

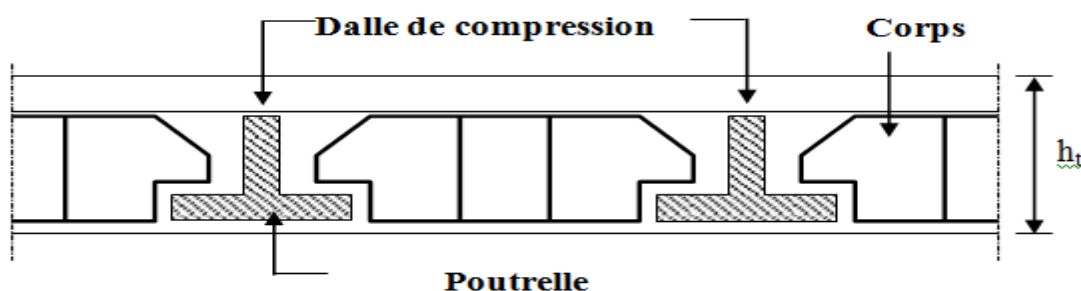
$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

$$L_{max} : (370-30)=340$$

$$\text{Donc } h_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44\text{cm}$$

Soit $h_t = 20$ cm donc \rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm épaisseurs de la dalle en corps creux} \\ 4 \text{ cm épaisseurs de la dalle de compression} \end{array} \right.$

Figure II-1-: coupe verticale du plancher en corps creux.



e : l'épaisseur de la dalle plein dépend de la :

$$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{262}{20} = 13,1 \text{ cm} .$$

Isolation acoustique: $e \geq 13 \text{ cm}$

Sécurité en matière d'incendie: $e \geq 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

On adopté: $e = 15 \text{ cm}$.

II-3- Dimensionnement des poutres :

II-3-1- Poutres principales : D'après les règles du BAEL91 2003 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 d \leq b \leq 0,4 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée .

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

d : hauteur utile.

On a : $L_{max} = 5,54 \text{ m}$

$$\frac{554}{15} \leq h \leq \frac{554}{10} \rightarrow 36,93 \text{ cm} \leq h \leq 55,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Alors on prend: } h=45 \text{ cm}$$

$$0,3 d \leq b \leq 0,4 d \quad \text{avec } d=0,9 \times h=0,9 \times 40=40,5 \text{ cm} \rightarrow 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm}$$

Alors on prend : $b=30 \text{ cm}$

D'après le **RPA 99 / 2003 p69** :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II-3-2- Poutres secondaires :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer

On a : $L_{max} = 3,7m$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \rightarrow 24,67cm \leq h \leq 37cm \rightarrow \text{Alors on prend: } h=35cm$$

$$0,3 d \leq b \leq 0,4 d \quad \text{avec } d=0,9 \times h=0,9 \times 35=31.5cm \rightarrow 9,45cm \leq b \leq 12,6cm$$

Alors on prend : $b = 30cm$

D'après le **RPA 99 /version 2003 page 69** :

$$b \geq 20cm \rightarrow 30cm > 20cm \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30cm \rightarrow 35cm > 30cm \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Finalemment :

- Poutres principales : $(30 \times 45) cm^2$
- Poutres secondaires : $(30 \times 35) cm^2$

II-4-Descente de charge:

L'évaluation des charges est surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient a chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharge existants sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q)

II-4-1-Plancher terrasse inaccessible :

Figure-II-2- : Plancher terrasse inaccessible

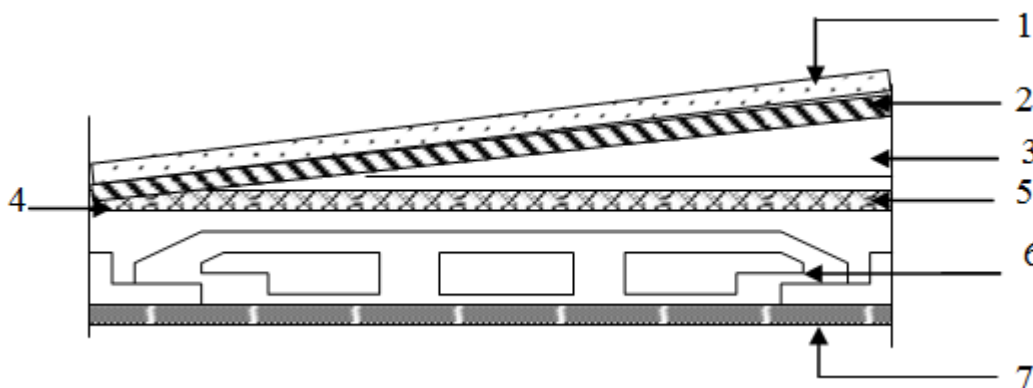


Tableau II-1- : Descente de charges Plancher terrasse inaccessible

Plancher terrasse inaccessible				
Chargement	1	Gravions roulé de protection (4cm)	0,80	KN/m ²
	2	Etanchéité multicouche	0,12	KN/m ²
	3	Chappe flottante asphalte (2.5cm)	0,5	KN/m ²
	4	Isolation thermique (4cm) d (25)	0,16	KN/m ²
	5	Forme de pente (5cm)	0,9	KN/m ²
	6	Plancher à corps creux (16+4) cm	2,8	KN/m ²
	7	Enduit en plâtre (2cm)	0,20	KN/m ²
Charge permanente totale			G=5,48	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=1,00	KN/m ²

II-4-2-Plancher étage courant à usage d'habitation:

Figure II-3-: plancher étage courant.

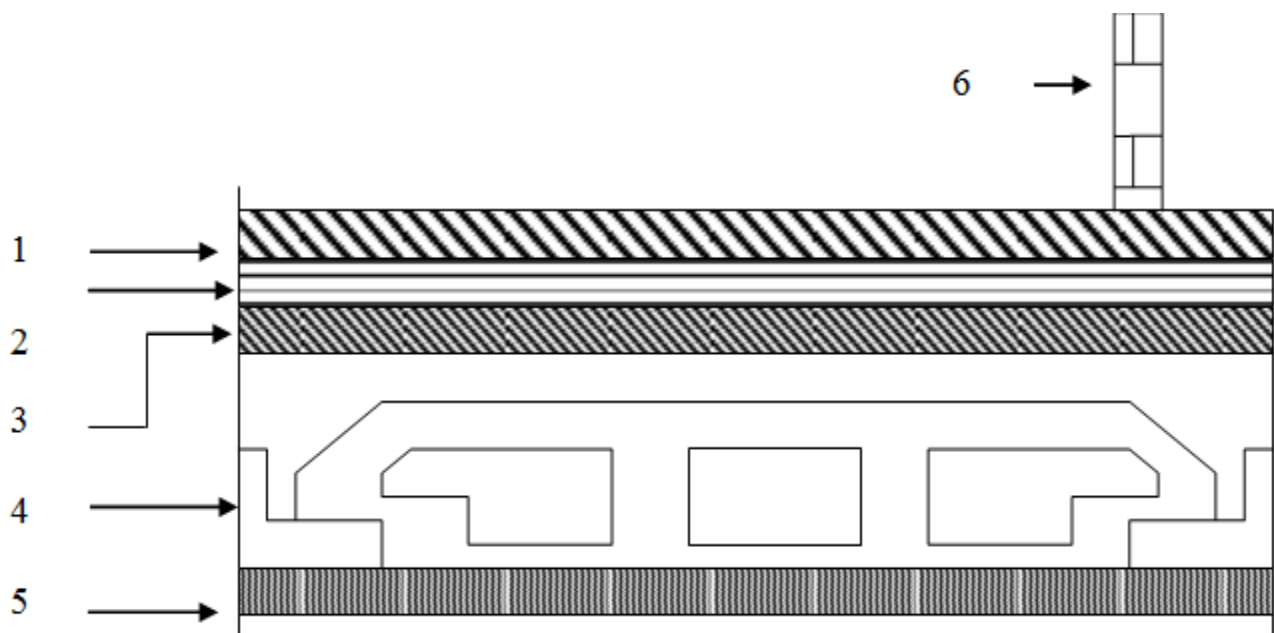


Tableau II-2- : Descente de charges Plancher étage courant (1er -9eme) étage

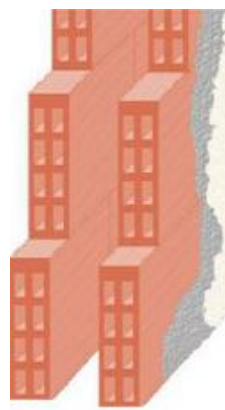
Plancher étage courant (RDC-9 ème) étage				
Chargement	1	Carrelage (2cm)	0,40	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2cm)	0,40	KN/m ²
	3	Lit de sable (2cm)	0,35	KN/m ²
	4	Plancher à corps creux (20+4) cm	2,8	KN/m ²
	5	Enduit en plâtre (2cm)	0,20	KN/m ²
	6	Cloison (10) cm	0,90	KN/m ²
Charge permanente totale			G=5,05	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=1,50	KN/m ²

II-4-3 : Descente des charges du balcon :

Tableau II-3 : Descente de charges dalle pleine du balcon

Dalle pleine du balcon				
Chargement	1	Revêtement en carrelage 0,02	0,4	KN/m ²
	2	Mortier de pose 0,02	0,4	KN/m ²
	3	Lit de sable 0,02	0,34	KN/m ²
	4	Dalle en Béton armé 0,15	3,75	KN/m ²
	5	Enduit en ciment 0,015	0,15	KN/m ²
Charge permanente totale			G= 5,04	KN/m ²
Surcharge d'exploitation			Q=1,5	KN/m ²

Figure II-4-: murs extérieurs



II-4-4 Descente des charges Murs de façade (extérieur) :

Tableau II-4- : Descente de charges Remplissage extérieur

Remplissage extérieur				
Chargement	1	Brique creuse ($e = 10\text{ cm}$)	0,90	KN/m ²
	2	Brique creuse ($e = 15\text{ cm}$)	1,35	KN/m ²
	3	Enduit extérieur en ciment ($e = 2\text{ cm}$)	0,36	KN/m ²
	4	Enduit intérieur en plâtre ($e = 2\text{ cm}$)	0,20	KN/m ²
Charge permanente totale			G=2,81	KN/m ²

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d’opter des coefficients selon le pourcentage d’ouvertures :

- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

On prend $G_{\text{ext}} = G \times 70\% = 2,81 \times 0,7 = 1,967\text{ KN/m}^2$

II-4-5-Murs intérieurs (simple cloison):

Figure II-5-: Murs intérieurs (simple cloison)

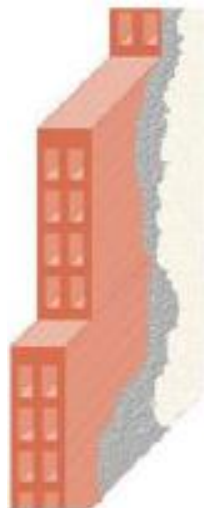


Tableau II-5-: Descente de charges Remplissage intérieurs

Remplissage extérieur				
Chargement	1	Enduit extérieur en ciment ($e = 2\text{ cm}$)	0,36	KN/m ²
	2	Brique creuse ($e = 10\text{ cm}$)	0,9	KN/m ²
	3	Enduit intérieur en ciment ($e = 2\text{ cm}$)	0,36	KN/m ²
	Charge permanente totale		1,62	KN/m ²

II-5-la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. (DTR p16)

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$$

Avec :

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage ext " 0")

Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, Q₃, les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

- terrasse : Q_{cum} = Q₀
- 9ème étage : Q_{cum} = Q₀+Q₁
- 8ème étage : Q_{cum} = Q₀+0.95 (Q₁+Q₂)
- 7ème étage : Q_{cum} = Q₀+0.9 (Q₁+Q₂+Q₃)
- 6ème étage : Q_{cum} = Q₀+0.85 (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄)
- 5ème étage : Q_{cum} = Q₀+0.8(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅)
- 4ème étage : Q_{cum} = Q₀+0.75(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+ Q₆)
- 3ème étage : Q_{cum} = Q₀+0,71(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+ Q₆+ Q₇)
- 2ème étage : Q_{cum} = Q₀+0.69(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+ Q₆+ Q₇+ Q₈)
- 1ème étage : Q_{cum} = Q₀+0,67(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+ Q₆+ Q₇+ Q₈+ Q₉)
- RDC étage : Q_{cum} = Q₀+0,65(Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+Q₅+ Q₆+ Q₇+ Q₈+ Q₉+ Q₁₀)

Tableau II-6- : présente la loi dégression des charges d'exploitation

Nombre d'étage	La loi de dégression	Les surcharges (kN/m ²)
TERASSE	$NQ_0=1\text{KN/m}^2$	1,00
09	$NQ_1=Q_0+Q_1$	2,5
08	$NQ_2=Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$	3,85
07	$NQ_3=Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
06	$NQ_4=Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
05	$NQ_5=Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
04	$NQ_6=Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+ Q_6)$	7.75
03	$NQ_7=Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+ Q_6+ Q_7)$	8,46
02	$NQ_8=Q_0+0.69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8)$	9,28
01	$NQ_9=Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)$	10,05
RDC	$NQ_{10}=Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+ Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+ Q_{10})$	10,75

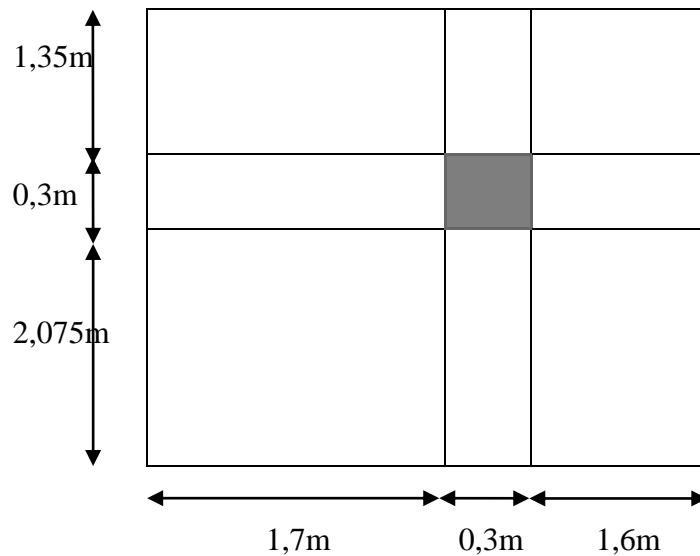
II-6-Pré-dimensionnement des poteaux:

Les pré-dimensionnement s'effectue avec le choix de poteau le plus sollicité (poteau central). la section de calcul du poteau est fait de telle façon qu'il ne flambe pas.

On utilise un calcul basé sur la descente des charges permanentes tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

Types !

Figure II-6:- Schéma représentatif du poteau le plus sollicité



Calcul de l'effort normal ultime sollicitant les poteaux :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n \times (S \times G_t + G_{pp} + G_{ps})$. Avec: n (le nombre de niveaux en dessus du poteau.) n= 10

S :La surface afférente est donnée par :

$$s = \left(\frac{3,7 + 3,50}{2} \right) \times \left(\frac{4,45 + 3}{2} \right) = 13,41 \text{ m}^2$$

II-6-1- Prédimensionnement des poteaux type1: (Du RDC jusqu'au 3éme étage)

Efforts de compression dus aux charges permanentes N_u

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

Avec:

n = 10 (nombre de plancher d'étage courant)

$$G_{\text{terrasse}} = 5,48 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{étage}} = 5,05 \text{ KN / m}^2$$

$$G' = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{étage}} = 5,48 + 5,05 = 10,53 \text{ KN/ m}^2$$

Type1(RDC jusqu'à 3^{em} étage)

$$n=10$$

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times \left(\frac{4,45+3}{2} \right) = 12,57 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times \left(\frac{3,7+3,5}{2} \right) = 9,45 \text{ KN}$$

$$G = n \times (S \times G' + G_{pp} + G_{ps}). \text{ Avec: } G' = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{étage}}$$

$$G = 10 \times [13,41 \times (10,53) + 12,57 + 9,45]$$

$$G = 1632,273 \text{ KN}$$

(On doit majorer l'effort normal ultime de 10% suivant les règles **BAEL 91 modifié 99**)

$$NG = 1.1 \times G = 1.1 \times 1632,273 = 1795,50 \text{ KN}$$

Efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q

$$N_Q = Q \times S \times 1.1$$

$$Q = 10,75 \text{ KN / m}^2$$

$$S = 13,41 \text{ m}^2$$

$$N_Q = Q \times S \times 1.1$$

$$N_Q = 10,75 \times 13,41 \times 1.1 = 158,57 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 NG + 1,5 NQ$$

$$N_u = 1,35(1795,50) + 1,5(158,57)$$

$$N_u = 2661,78 \text{ KN}$$

II-6-1-1-Détermination de la section du poteau (a×b)

Détermination de a :

Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement

C'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7l_0}{i}$$

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

$$B = a \cdot b$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290a$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élanement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapporte a passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$L_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m} = 214 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{214}{0,290a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,290 \times 50} = 14,75 \text{ cm}$$

On prend : $a = 50 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{i} \Rightarrow \frac{0,7 \times 306}{0,290 \times 50} = 14,77 < 50 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Détermination de b :

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

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

$$B_r = (a - 2) (b - 2),$$

$$B_r = (50 - 2) (b - 2)$$

$$B_r = 48(b - 2)$$

$A_s = 0,9\%$ (zone III) Selon RPA 99 version 2003

$$A_s = 0,009[48(b - 2)]$$

$$A_s = 0,432(b - 2)$$

Avec:

B_r : Section réduite.

α : Coefficient fonction de λ .

A_s : Section d'armature longitudinales.

$\alpha = ?$ Donc on a :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{i} \Rightarrow \frac{0,7 \times 306}{0,290 \times 50} = 14,77 < 50$$

$$\lambda = 14,77$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{14,77}{35})^2]} = 0,82$$

$$\alpha = 0,82$$

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

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

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{48(b - 2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,432(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{48(b - 2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,336(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 82,615b - 164,943$$

$$2661,78 \leq 82,615b - 164,943$$

$$b \geq \frac{2496,837}{82,615}$$

$$b \geq 30,22 \text{ cm}$$

Donc on prend : **b = 50m**

Donc les poteaux ont la section suivante : du RDC au 9^{ème} étage $(50 \times 50)\text{cm}^2$.

Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 50 \text{ cm} > h_e / 20 = 306 / 20 = 15,30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < a/b = 50/50 = 1 < 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II-6-2-Prédimensionnement des poteaux type2: Du 4^{ème} au 9^{ème} étage

$$n = 6$$

$$Q = 7,75 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$G_{\text{terrasse}} = 5,48 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{étage}} = 5,05 \text{ KN / m}^2$$

$$G' = 11,33 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,725 = 12,57 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3,6 = 9,45 \text{ KN}$$

$$G = n \times (S \times G' + G_{pp} + G_{ps}). \text{ Avec: } G' = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{étage}}$$

$$G = 06 \times [13,41 \times (10,53) + 12,57 + 9,45]$$

$$G = 979,36 \text{ KN}$$

$$N_G = 1,1 \times G = 1,1 \times 979,36 = 1077,30 \text{ KN}$$

$$N_Q = Q \times S \times 1,1$$

$$Q = 7,75 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 13,41 \text{ m}^2$$

$$N_Q = 7,75 \times 13,41 \times 1,1 = 114,32 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = 1,35 (1077,30) + 1,5 (114,32)$$

$$N_u = 1625,83 \text{ KN}$$

$$a \geq 14,77 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45cm.**

Détermination de b :

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0.2(\frac{14,77}{35})^2]} = 0,82$$

$$\alpha = 0,82$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{43(b - 2) \cdot 25}{0.9 \times 1,5 \times 10} + 0,387(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 93,07b - 186,16$$

$$1625,83 \leq 93,07b - 186,16$$

$$b \geq \frac{1625,83}{93,07}$$

$$b \geq 19,47\text{cm}$$

b = 45 cm

Donc les poteaux ont la section suivante : du 3eme au 8me étage **(45 × 45) cm².**

II-6-3Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 45 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 45 \text{ cm} > h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < a/b = \frac{1}{4} < 1 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II-6-4Prédimensionnement des poteaux type3: Du 7ème au 9ème étage

$$n = 3$$

$$Q = 5,05 \text{ KN/m}^2$$

$$N_u = 1,35 \text{ NG} + 1,5 \text{ NQ}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 5,48 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{étage}} = 5,05 \text{ KN / m}^2$$

$$G' = 10,53 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pp} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 3,725 = 12,57 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0,3 \times 0,35 \times 25 \times 3,6 = 9,45 \text{ KN}$$

$$G = n \times (S \times G' + G_{pp} + G_{ps}). \text{ Avec: } G' = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{étage}}$$

$$G = 03 \times [13,41 \times (10,53) + 12,57 + 9,45]$$

$$G = 489,68 \text{ KN}$$

$$N_G = 1,1 \times G = 1,1 \times 489,68 = 538,65 \text{ KN}$$

$$N_Q = Q \times S \times 1,1$$

$$Q = 5,05 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 13,41 \text{ m}^2$$

$$N_Q = 5,05 \times 13,41 \times 1,1 = 74,49 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = 1,35 (538,65) + 1,5 (74,49)$$

$$N_u = 838,91 \text{ KN}$$

$$a \geq 14,62 \text{ cm}$$

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

Détermination de b :

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{14,77}{35})^2]} = 0,82$$

$$\alpha = 0,82$$

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

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

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{38(b-2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,342(b-2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 67,45b - 164,52$$

$$838,91 \leq 67,45b - 164,45$$

$$b \geq \frac{1003,36}{67,45}$$

$b \geq 14,87 \text{ cm}$

$b = 40 \text{ cm}$

Donc les poteaux ont la section suivante : du 6eme au 8ème étage $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.

II-6-5 Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

- $\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 40 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 40 \text{ cm} > h_e / 20 = 306 / 20 = 15,3\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < a/b = \frac{1}{4} < 1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$

II-7 Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :

La condition suivante :(RPA99/VERSION 2003 p74)

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

$a \geq \max \times [306/20 ; 15\text{cm}]$

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3\text{cm}$ On prend $a = 20\text{cm}$ tous les niveaux des voiles

$L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm}$ alors on prend $L = 80\text{cm}$.

Figure-II-7 Coupe de voile en élévation

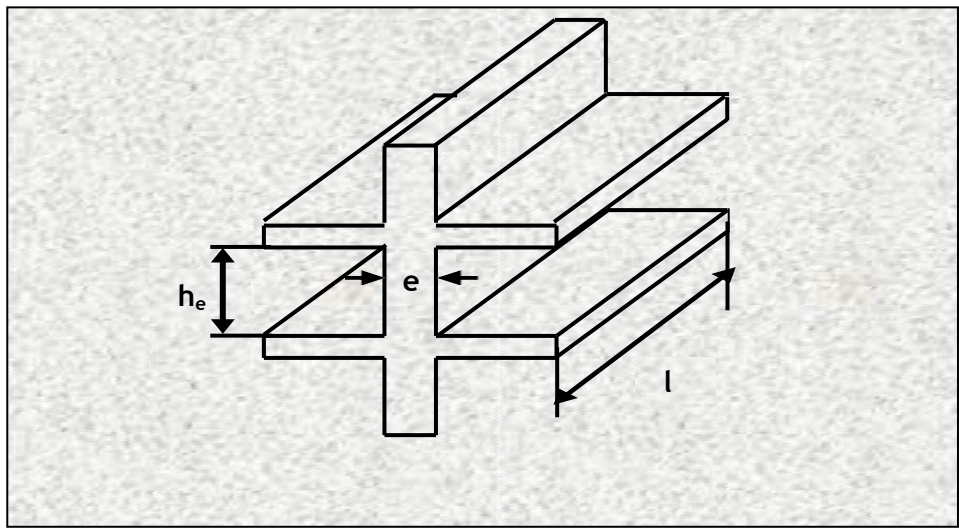


Tableau II-7- Tableau des dimensions des différents éléments porteurs

Eléments	Section		
	RDC+ 01 ^{ème} étages+02 ^{ème} étages+03 ^{ème} étages	04 ^{ème} étages+05 ^{ème} étages+06 ^{ème} étages	07 ^{ème} étages+08 ^{ème} étages+09 ^{ème} étages
Poteaux	(50 × 50) cm ²	(45 × 45) cm ²	(40 × 40) cm ²
Poutres principes	(30 × 45) Cm ²		
Poutres secondaires	(30 × 35) cm ²		
voiles	(20) cm		

CHAPITRE III

CALCUL DES PLANCHERS

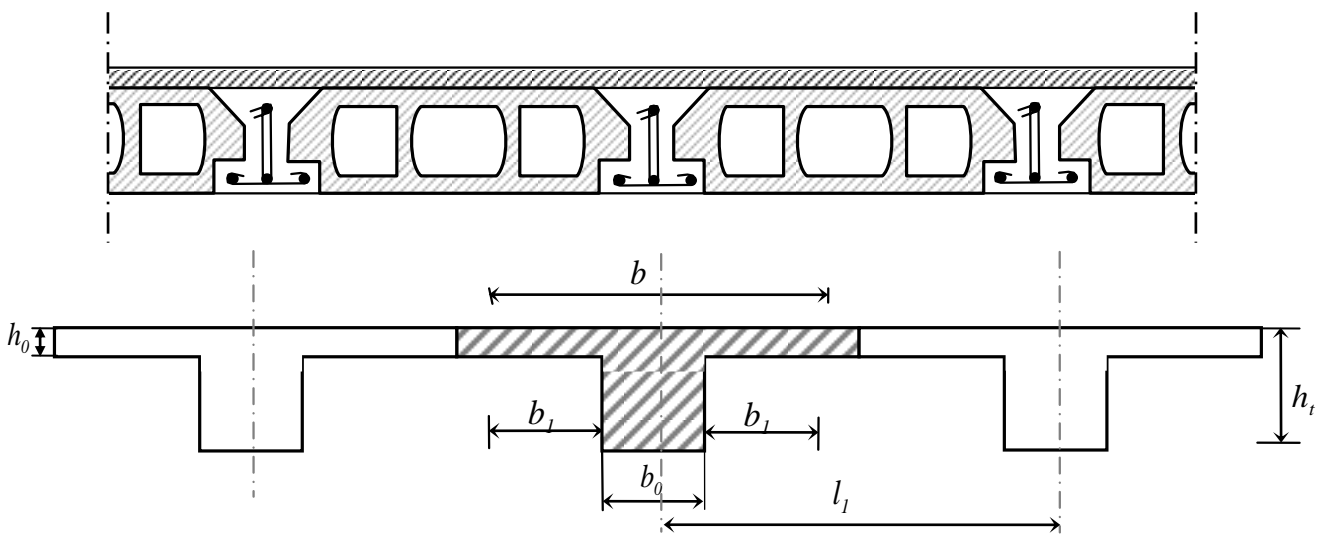
III-1- Introduction : les planchers sont des plaques horizontales en béton armé infiniment rigides, associée à un système de poutres formant nervures , destinée essentiellement à recevoir les actions variables d’exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations.

III-1-1 Dimensionnement des poutrelles

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

-Plancher à corps-creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles.

Figure III-1- : Schéma d'un plancher à corps creux



Un plancher à corps creux $h_t = 20\text{cm}$: $\begin{cases} 16\text{ cm: corpscreux} \\ 4\text{ cm: dalle de compression} \end{cases}$

Donc on a des poutrelles de : $\begin{cases} h_t = 20\text{ cm} \\ b_0 = 12\text{ cm} \\ h_0 = 4\text{ cm} \end{cases}$

III-1-2 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

Choix de b_1 : le calcul de la largeur « b » ce fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6ht \leq b_1 \leq 8ht \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{576}{10} = 57,6\text{ cm} \\ 144\text{ cm} \leq b_1 \leq 192\text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26.5\text{ cm}$; Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{ cm}$

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 conditions courantes.

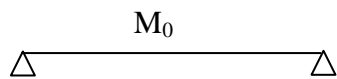
III.2.1 Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée

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

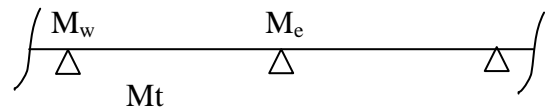
- 1-La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$
- 2-Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- 3-Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25
 $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$
- 4-la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

a- Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Travée isostatique



Travée hyperstatique

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

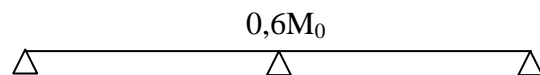
M_e : moment sur l'appui droit de la travée

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

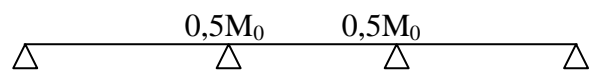
b-Valeurs des moments aux appuis :

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

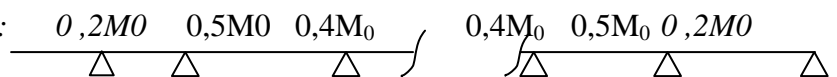
- Cas de deux travées:



- Cas de trois travées:



- Cas de plus de trois travées :



c-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 :

- $T_w = (M_w - M_e)/l + Ql/2$
- $T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{Ql}{2}$

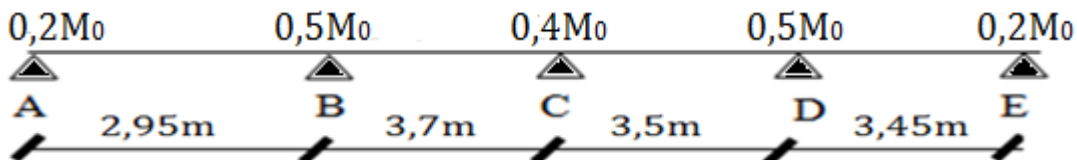
III-2-2 Types de poutrelles :

Notre construction comporte 4 types de poutrelles ; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

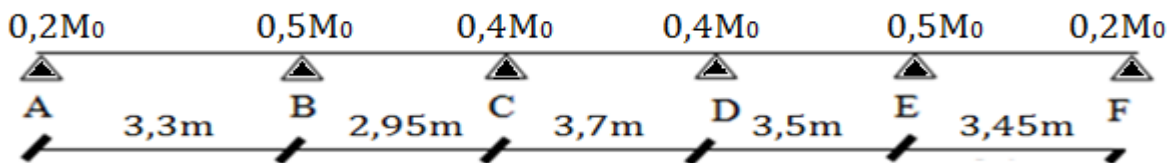
Type1 :



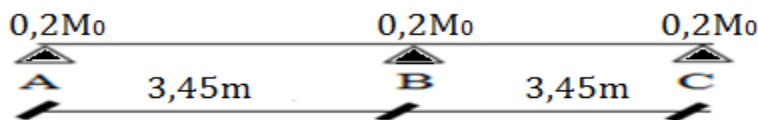
Type 2 :



Type 3 :



Type4



II-2-3 Les combinaisons des charges

Les charges par mètre linéaire /mL

a-Plancher R.D.C et 9^{ème} étage :

$$\begin{cases} G = 5,05 \times 0,65 = 3,2825 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,89 \text{ KN/mL} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,26 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

b-Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 5,48 \times 0,65 = 3,562 \text{ KN/mL} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,78 \text{ KN/mL} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,21 \text{ KN/mL} \end{cases}$$

III-2-4 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

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

a-Plancher R.D.C 9^{ème} étages : $G = 5,05 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,1 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée.

b-Plancher terrasse : $G = 5,48\text{KN/m}^2$, $Q = 1\text{KN/m}^2$

$Q = 1\text{KN/m}^2 < 2G = 10,96 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée.

c-Poutrelle à inertie constante ($I = \text{Cte}$).....condition vérifiée.

➤ Le rapport $0,8 \leq Li / Li + 1 \leq 1,25$.

❖ **Type 02 :**

- $0,8 \leq \frac{3,7}{3,50} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,06 \leq 1,25$ condition vérifiée .

- $0,8 \leq \frac{3,50}{3,45} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,01 \leq 1,25$ condition vérifiée.

❖ **Type 03:**

- $0,8 \leq \frac{2,95}{3,7} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 0,80 \leq 1,25$ condition vérifiée .

- $0,8 \leq \frac{3,7}{3,50} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,06 \leq 1,25$ condition vérifiée .

- $0,8 \leq \frac{3,50}{3,45} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1,01 \leq 1,25$ condition vérifiée

❖ **Type04 :**

- $0,8 \leq \frac{3,49}{3,49} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 1 \leq 1,25$ condition vérifiée .

d-Fissuration considérée comme étant non préjudiciable.

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

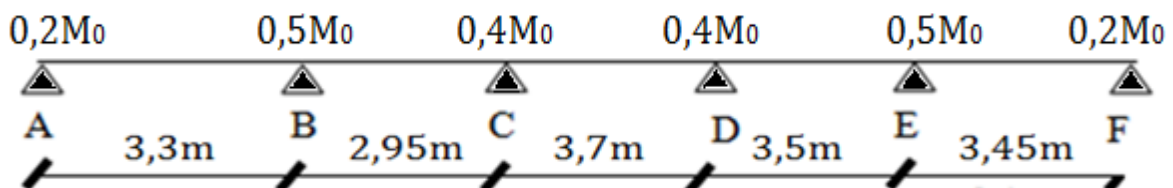
Pour le plancher terrasse la fissuration est peu préjudiciable à cause de l'ajout de l'étanchéité.... Condition vérifié.

III.3 Calcul des moments et des efforts tranchant

- On utilise la méthode forfaitaire :

III.3.1 Sollicitation à l'E.L.U et ELS :

III.3.2 Calcul du Type 03(Plancher RDC & étage courants):



a- Moments isostatique :

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,89 \times 3,3^2}{8} = 8,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,89 \times 2,95^2}{8} = 6,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,89 \times 3,7^2}{8} = 10,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,89 \times 3,5^2}{8} = 9,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,89 \times 3,45^2}{8} = 8,76 \text{ kN.m}$$

b- Calcul du coefficient α :

$$\alpha = \frac{q}{q+g} = \frac{1,5}{1,5+5,05} = 0,22$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,06 > 1,05M_0 \\ \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2}M_0 = 0,63M_0 \text{ pour les travées de rive.} \\ \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2}M_0 = 0,53M_0 \text{ pour les travées intermédiaires.} \end{array} \right.$$

c- Moment en appuis:

Tableau III-1- : moment en appuis ELU

appui	A	B	C	D	E	F
Mapp	$0,2M_{0AB}$	$0,5M_{0AB}$	$0,4M_{0CD}$	$0,4M_{0CD}$	$0,5M_{0DE}$	$0,2M_{0EF}$
ELU	1,6	4,01	4,04	4,04	4,51	1,75

d- Moment en travées :

- Travée (AB):

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{AB} \geq 1,06 \times M_{0AB} - (M_A + M_B)/2 = 5,7 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{AB} \geq 0,63 \times M_{0AB} = 0,63 \times 8,02 = 5,05 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{on prend: } Mt^{AB} = 5,7 \text{ KN.m}$$

- Travée (BC):

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{BC} \geq 1,06 \times M_{0BC} - (M_B + M_C)/2 = 2,8 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{BC} \geq 0,53 \times M_{0BC} = 0,53 \times 6,41 = 3,4 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{on prend: } Mt^{BC} = 3,4 \text{ KN.m}$$

- Travée (CD):

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{CD} \geq 1,06 \times M_{0CD} - (M_C + M_D)/2 = 6,66 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{CD} \geq 0,53 \times M_{0CD} = 0,53 \times 10,1 = 5,35 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{on prend: } Mt^{CD} = 6,66 \text{ KN.m}$$

- Travée(DE) :

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{DE} \geq 1.06 \times M_{0DE} - (M_D + M_E)/2 = 5,28 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{DE} \geq 0.53 \times M_{0DE} = 0.53 \times 9,02 = 4,78 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } Mt^{DE} = 5,28 \text{ KN.m}$$

- Travée(EF):

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{EF} \geq 1.06 \times M_{0EF} - (M_E + M_F)/2 = 6,15 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{EF} \geq 0.63 \times M_{0EF} = 0.63 \times 8,76 = 5,52 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } Mt^{EF} = 6,15 \text{ KN.m}$$

e-calcul des efforts tranchants :

- Travée AB :
$$\begin{aligned} T_w &= \frac{M_A - M_B}{l} + \frac{ql}{2} = 9 \text{ KN} \\ T_e &= \frac{M_A - M_B}{l} - \frac{ql}{2} = -10,44 \text{ KN} \end{aligned}$$
- Travée BC :
$$\begin{aligned} T_w &= \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{ql}{2} = 8,68 \text{ KN} \\ T_e &= \frac{M_B - M_C}{l} - \frac{ql}{2} = -8,9 \text{ KN} \end{aligned}$$
- Travée CD :
$$\begin{aligned} T_w &= \frac{M_C - M_D}{l} + \frac{ql}{2} = 10,9 \text{ KN} \\ T_e &= \frac{M_C - M_D}{l} - \frac{ql}{2} = -10,9 \text{ KN} \end{aligned}$$
- Travée DE :
$$\begin{aligned} T_w &= \frac{M_D - M_E}{l} + \frac{ql}{2} = 10,17 \text{ KN} \\ T_e &= \frac{M_D - M_E}{l} - \frac{ql}{2} = -10,44 \text{ KN} \end{aligned}$$
- Travée EF :
$$\begin{aligned} T_w &= \frac{M_E - M_F}{l} + \frac{ql}{2} = 10,96 \text{ KN} \\ T_e &= \frac{M_E - M_F}{l} - \frac{ql}{2} = -9,36 \text{ KN} \end{aligned}$$

Figure III-2- : diagramme des efforts tranchants

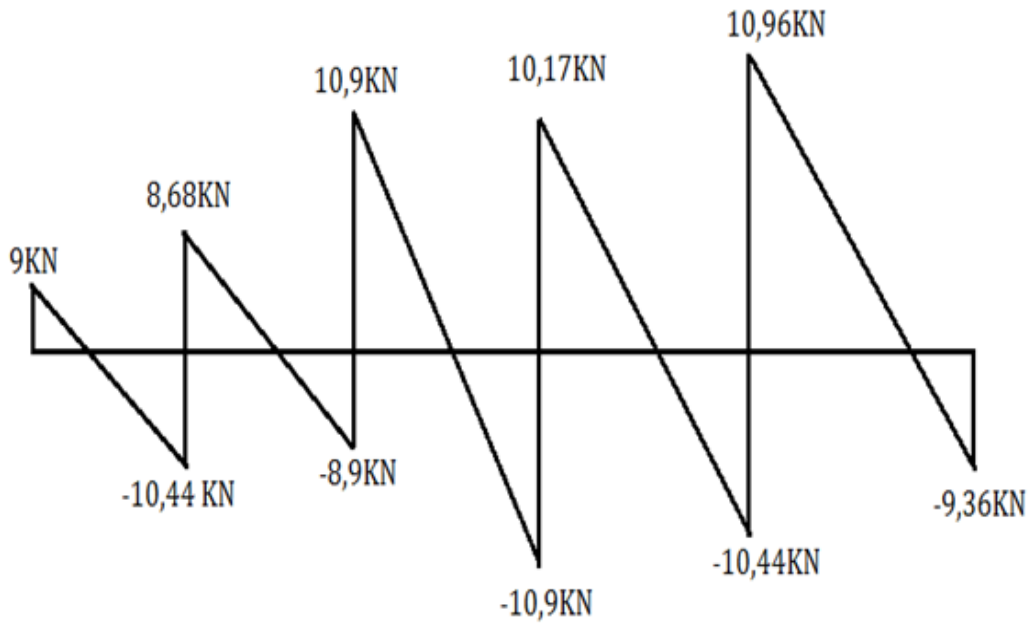
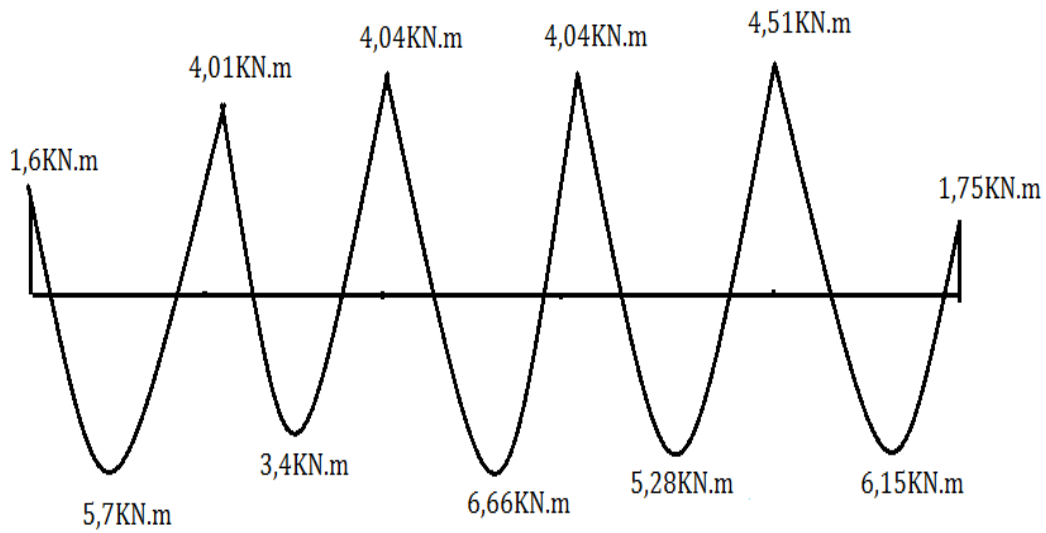


figure III-3- : diagramme des moments fléchissant



➤ **ELS :**

- **a- Moments isostatique :**

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,26 \times 3,3^2}{8} = 5,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,26 \times 2,95^2}{8} = 4,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,26 \times 3,7^2}{8} = 7,3 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,26 \times 3,5^2}{8} = 6,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,26 \times 3,45^2}{8} = 6,33 \text{ kN.m}$$

b- Calcul du coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+5,04} = 0.22$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,06 > 1,05M_0 \\ \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 = 0,63M_0 \text{ pour les travées de rive.} \\ \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 = 0,53M_0 \text{ pour les travées intermédiaires.} \end{array} \right.$$

c-Moment en appuis:

Tableau II-2- : Moment en appuis ELS

appui	A	B	C	D	E	F
Mapp	$0.2M_{0AB}$	$0.5M_{0AB}$	$0.4M_{0CD}$	$0.4M_{0CD}$	$0.5M_{0DE}$	$0.2M_{0EF}$
ELU	1,16	2,9	2,92	2,92	3,26	1,26

d-Moment en travées :

- Travée (AB):

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{AB} \geq 1.06 \times M_{0AB} - (M_A + M_B)/2 = 4,11 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{AB} \geq 0.53 \times M_{0AB} = 0.63 \times 5,8 = 3,65 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } Mt^{AB} = 4,11 \text{ KN.m}$$

- Travée (BC)

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{BC} \geq 1.06 \times M_{0BC} - (M_B + M_C)/2 = 2 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{BC} \geq 0.53 \times M_{0BC} = 0.53 \times 4,63 = 2,45 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } Mt^{BC} = 2,45 \text{ KN.m}$$

- Travée (CD):

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{CD} \geq 1.06 \times M_{0CD} - (M_C + M_D)/2 = 4,82 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{CD} \geq 0.53 \times M_{0CD} = 0.53 \times 7,3 = 3,87 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } Mt^{CD} = 4,82 \text{ KN.m}$$

- Travée(DE):
 - 1) $Mt^{DE} \geq 1.06 \times M_{0\ DE} - (M_D + M_E)/2 = 3,82 \text{KN.m}$
 - 2) $Mt^{DE} \geq 0.53 \times M_{0\ DE} = 0.53 \times 6,52 = 3,45 \text{KN.m}$
 } on prend: $Mt^{DE} = 3,82 \text{KN.m}$
- Travée(EF):
 - 1) $Mt^{EF} \geq 1.06 \times M_{0\ EF} - (M_E + M_F)/2 = 4,5 \text{KN.m}$
 - 2) $Mt^{EF} \geq 0.63 \times M_{0\ EF} = 0.63 \times 6,33 = 4 \text{KN.m}$
 } on prend: $Mt^{EF} = 4,5 \text{KN.m}$

Tableau III-3-: récapitulatif des résultats obtenus (planché RDC... 9eme étages).

	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S				
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	Te(-)	M ₀	M _w	M _e	M _t	
Type de Poutrelle 01	A-B	2,62	5,05	1,01	1,01	4,34	7,71	-	7,71	3,65	0,73	0,73	3,14
Type de Poutrelle 02	A-B	2,95	6,41	1,28	5,05	4,04	7,41	-9,96	4,63	0,93	3,65	2,92	
	B-C	3,7	10,1	5,05	4,04	6,16	11,17	-	7,3	3,65	2,92	4,45	
	C-D	3,5	9,02	4,04	4,51	5,28	10,17	-10,4	6,52	2,92	3,26	3,82	
	D-E	3,45	8,76	4,51	1,75	6,15	10,96	-9,36	6,33	3,26	1,26	4,45	
Type de Poutrelle 03	A-B	3,3	8,02	1,6	4,01	5,7	9	-10,4	5,8	1,16	2,9	4,11	
	B-C	2,95	6,41	4,01	4,04	3,4	8,68	-8,9	4,63	2,9	2,92	2,45	
	C-D	3,7	10,1	4,04	4,04	6,66	10,9	-10,9	7,3	2,92	2,92	4,82	
	D-E	3,5	9,02	4,04	4,51	5,28	10,17	-10,4	6,52	2,92	3,26	3,82	
	E-F	3,45	8,76	4,51	1,75	6,15	10,96	-9,36	6,33	3,26	1,26	4,5	
Type de Poutrelle 04	A-B	3,49	8,97	1,79	5,38	5,92	9,25	-11,3	6,48	1,29	3,89	4,28	
	B-C	3,49	8,97	5,38	1,79	5,92	11,31	-9,25	6,48	3,89	1,29	4,28	

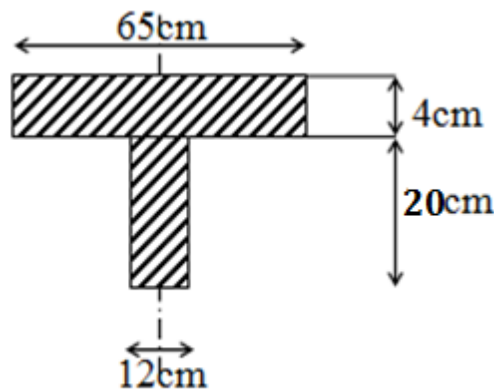
III.4 Calcul du ferrailage des poutrelles à l'E.L.U

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 sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

Figure III-4: Section de calcul



Données :

- Largeur de la poutrelle $b=65\text{cm}$.
- Largeur de la section $b_0=12\text{cm}$.
- 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 (RDC _9^{ème} étage)

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

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 6,66 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 5,38 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 4,82 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 1,29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T_{\max} = 11,31 \text{ KN}$$

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

❖ En travée (armatures inférieurs) :

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 :

$$M_t = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0 / 2)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4 / 2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 11,31 \text{ KN.m} < 758,95 \text{ KN.m}$$

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 $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{tmax} = 6,66 \text{ KN.m}$

III-4-2 Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{6,66 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,66 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2$$

a-Condition de non fragilité :

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

$$A_{adoptive} = \text{Max} (A_{st}; A_{smin}) = 1,41 \text{ cm}^2$$

Le choix : 3T12 ; $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ Sur appuis:

Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$M_{appui_{max}} = 5,38 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b \times b_0) = (12 \times 20)$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,38 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,098 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,098 \rightarrow \beta = 0,948 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,38 \times 10^3}{0,948 \times 18 \times 348} = 0,90 \text{ cm}^2$$

a-Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{12 \times 18 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptive} = \text{Max} (A_{st}; A_{s \text{ min}}) = 0.90 \text{ cm}^2$$

Le choix : **1T10**(filante) + **1T12**(chapeau) = 1,92 cm²

* **Sur appui de rive :**

$$M_{appui \text{ max}} = 1,79 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b \times b_0) = (12 \times 20)$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,79 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,79 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 0.29 \text{ cm}^2$$

a-Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{12 \times 18 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptive} = \text{Max} (A_{st}; A_{s \text{ min}}) = 0.29 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T10 $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$

III-4-3.-Vérification des contraintes à I.E.L.S:

❖ En travée :

$$M_{t(\text{ser})} = 4,82 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 0,77 \text{ cm}^2$$

a-Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

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

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

$$32,50 \times y^2 - 15 \times 0,77 \times (d - y) = 0$$

$$2,36y = \text{cm}$$

$y = 2,36 \text{ cm}$ L'axe neutre tombe dans la table de compression

b-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{65 \times 2,36^3}{3} + 15 \times 0,77 (18 - 2,36)^2 = 3110,03 \text{ cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{4,82 \times 10^3}{3110,03} 2,36 = 3,66 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,66 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

❖ En appuis intermédiaire :

$$M_{ai (ser)} = 3,89 \text{KN.m}$$

$$A_s = 0,62 \text{cm}^2$$

a-Position de l'axe neutre:

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

$$b = 12 \text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$6y^2 - 15 \times 0,62 \times (d - y) = 0$$

$$y = 4,56 \text{cm}$$

b-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{12 \times 4,56^3}{3} + 15 \times 0,62 (18 - 4,56)^2 = 2059,17 \text{cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,89 \times 10^3}{2059,17} 4,56 = 8,61 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,61 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

❖ En appuis de rive :

$$M_{ar (ser)} = 1,29 \text{KN.m}$$

$$A_s = 0,21 \text{cm}^2$$

a-Position de l'axe neutre:

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

$$b = 12 \text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$6y^2 - 15 \times 0,21 \times (d - y) = 0$$

$$y=1,47\text{cm}$$

b-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{12 \times 1,47^3}{3} + 15 \times 0,21(18 - 1,47)^2 = 873,41\text{cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{1,29 \times 10^3}{873,41} 1,47 = 2,17\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,17\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}; \text{Condition vérifiée .}$$

III-4-4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 11,31\text{KN.m}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{11,31 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,52\text{MPa.}$$

Pas de risque de cisaillement

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

$$\tau_{\mu} = 0,52\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b-Calcul Armatures transversales(A_t) :
b-1 Diamètre des armatures A_t :

Le diamètre:

- D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 10\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) = 5,71 \approx 6\text{mm} \rightarrow \varphi_t = 6\text{mm}$$

b-2 Calcule des espacements:

$$\left. \begin{array}{l} s_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ s_t \leq (16,2; 40\text{cm}) \end{array} \right\} s_t \leq 16,2\text{cm} \text{ on prend } s_t = 15\text{cm}$$

b-3 La section des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{tj}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$k = 1; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1; f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

*Calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables.

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

Calcule la distance X :

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

$$X = \frac{3,7}{2} + \frac{4,04 - 4,04}{5,89 \times 3,7} = 1,85 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{11,31 \times (1,85 - 0,1)}{1,85} = 10,7 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10,7 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0,49 \text{ MPa.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,49 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = -9,13 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

c- Pourcentage minimal des armatures transversales:

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

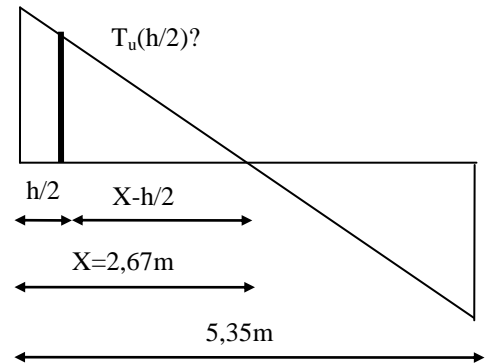
$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,61}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

On prend le max entre $\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min}$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

$T_{max} = 15,93 \text{ KN}$



On prend aussi $\max\left(\frac{At}{St}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{St}\right)_{min}$

Le choix: $\{2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Zone nodale: $s_t \leq \min(10\emptyset_L; 15\text{cm})$ $s_t \leq \min 10\text{cm}$

Zone courante: $s_t \leq 15\text{cm}$

Le choix: $\begin{cases} s_t = 10\text{cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15\text{cm} & \text{zone courante} \end{cases}$

d-Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{max} = 11,31 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 5,38 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{5,38}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 33,21 \text{ kN}$$

$F_u = 33,21 \text{ kN} > T_u = 11,31 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

e-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 16,69 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{11,31 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,74 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

f-Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

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

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,83} = 28,27 \text{ cm.}$$

III-4-5 Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{370} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow 0,054 > 0,044 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{4,82}{15 \times 7,3} = 0,044 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{0,77}{12 \times 18} = 0,0036 < \frac{3,6}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions préliminaires sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-5 Calcul du (terrasse):

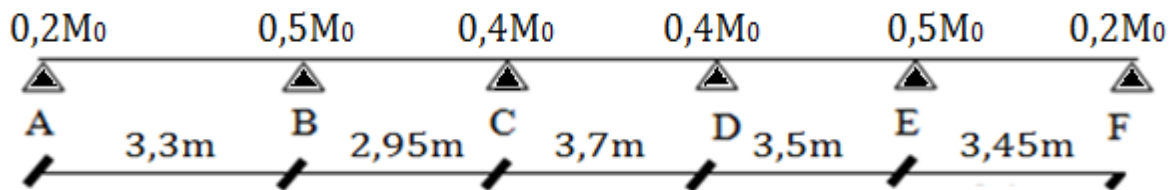
$G = 5,48 \times 0,65 = 3,562 \text{ KN/mL}$

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,78 \text{ KN/mL}$

$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL}$

$Q_{ser} = G + Q = 4,21 \text{ KN/mL}$

III-5-1 Calcul du Type 03



On utilise la méthode forfaitaire :

III-5-2 Sollicitation à l'E.L.U et ELS :

➤ l'E.L.U

a-Moments isostatique :

$$M_{0 AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,78 \times 3,3^2}{8} = 7,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{0 BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,78 \times 2,95^2}{8} = 6,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{0 CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,78 \times 3,7^2}{8} = 9,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{0 DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,78 \times 3,5^2}{8} = 8,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{0 EF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,78 \times 3,45^2}{8} = 8,6 \text{ kN.m}$$

b-Calcul du coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5,48} = 0.154$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,046M_0 \text{ alors } M_t + \frac{M_w+M_e}{2} \geq 1,05 M_0 \\ \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 = 0,62M_0 \text{ pour les travées de rive.} \\ \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 = 0,52M_0 \text{ pour les travées intermédiaires.} \end{array} \right.$$

c-Moment en appuis:

Tableau III-4- : Moment en appuis ELU

appui	A	B	C	D	E	F
Mapp	$0.2M_{0AB}$	$0.5M_{0AB}$	$0.4M_{0CD}$	$0.4M_{0CD}$	$0.5M_{0DE}$	$0.2M_{0EF}$
ELU	1,57	3,93	3,96	3,96	4,42	1,72

d-Moment en travées :

- Travée (AB)
 - 1) $M_t^{AB} \geq 1.05 \times M_{0AB} - (M_A + M_B)/2 = 5,51 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_t^{AB} \geq 0.62 \times M_{0AB} = 0.62 \times 7,87 = 4,88 \text{ KN.m}$
 on prend: $M_t^{AB} = 5,51 \text{ KN.m}$

- Travée(BC) :
 - 1) $M_t^{BC} \geq 1.05 \times M_{0BC} - (M_B + M_C)/2 = 2,66 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_t^{BC} \geq 0.53 \times M_{0BC} = 0.52 \times 6,29 = 3,27 \text{ KN.m}$
 on prend: $M_t^{BC} = 3,27 \text{ KN.m}$

- Travée(CD):
 - 1) $M_t^{CD} \geq 1.05 \times M_{0CD} - (M_C + M_D)/2 = 6,42 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_t^{CD} \geq 0.52 \times M_{0CD} = 0.52 \times 9,89 = 5,14 \text{ KN.m}$
 on prend: $M_t^{CD} = 6,42 \text{ KN.m}$

- Travée(DE) :
 - 1) $M_t^{DE} \geq 1.05 \times M_{0DE} - (M_D + M_E)/2 = 5,10 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_t^{DE} \geq 0.62 \times M_{0DE} = 0.52 \times 8,85 = 4,60 \text{ KN.m}$
 on prend: $M_t^{DE} = 5,10 \text{ KN.m}$

- Travée(EF) :
 - 1) $M_t^{EF} \geq 1.05 \times M_{0EF} - (M_E + M_F)/2 = 5,96 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_t^{EF} \geq 0.62 \times M_{0EF} = 0.62 \times 8,6 = 5,33 \text{ KN.m}$
 on prend: $M_t^{EF} = 5,96 \text{ KN.m}$

c-calcul des efforts tranchants :

- Travée AB :
$$T_A = \frac{M_A - M_B}{l} + \frac{ql}{2} = 8,82KN$$
$$T_B = \frac{M_A - M_B}{l} - \frac{ql}{2} = -10,25KN$$

- Travée BC :
$$T_B = \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{ql}{2} = 8,51KN$$
$$T_C = \frac{M_B - M_C}{l} - \frac{ql}{2} = -8,53KN$$

- Travée CD :
$$T_C = \frac{M_C - M_D}{l} + \frac{ql}{2} = 10,69KN$$
$$T_D = \frac{M_C - M_D}{l} - \frac{ql}{2} = -10,69KN$$

- Travée DE :
$$T_D = \frac{M_D - M_E}{l} + \frac{ql}{2} = 9,98KN$$
$$T_E = \frac{M_D - M_E}{l} - \frac{ql}{2} = -10,25KN$$

- Travée EF :
$$T_E = \frac{M_E - M_F}{l} + \frac{ql}{2} = 10,75KN$$
$$T_F = \frac{M_E - M_F}{l} - \frac{ql}{2} = -9,19KN$$

Figure III-7- : diagramme des efforts tranchants

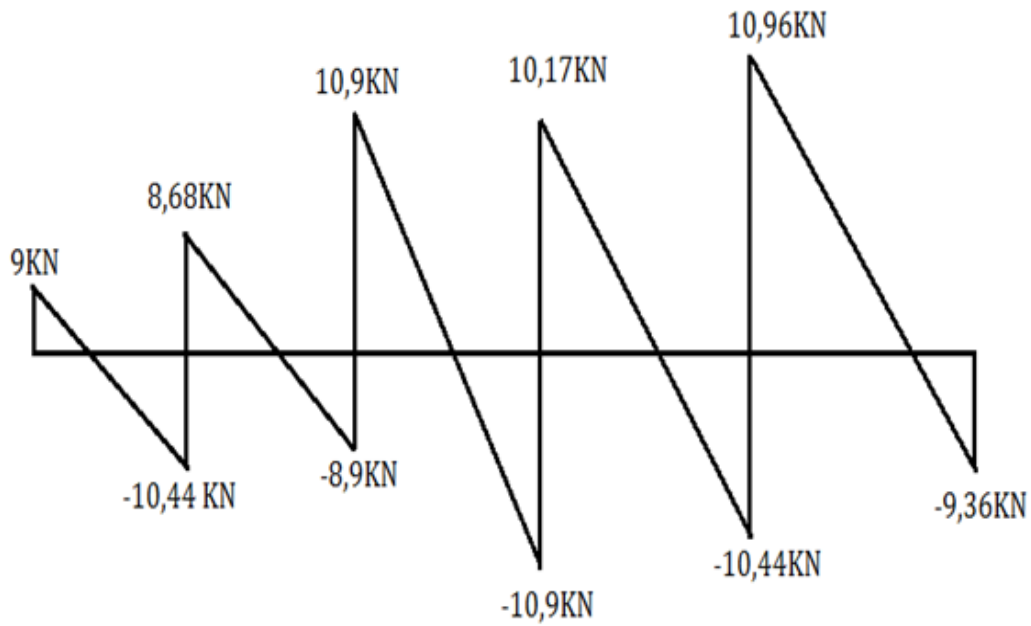
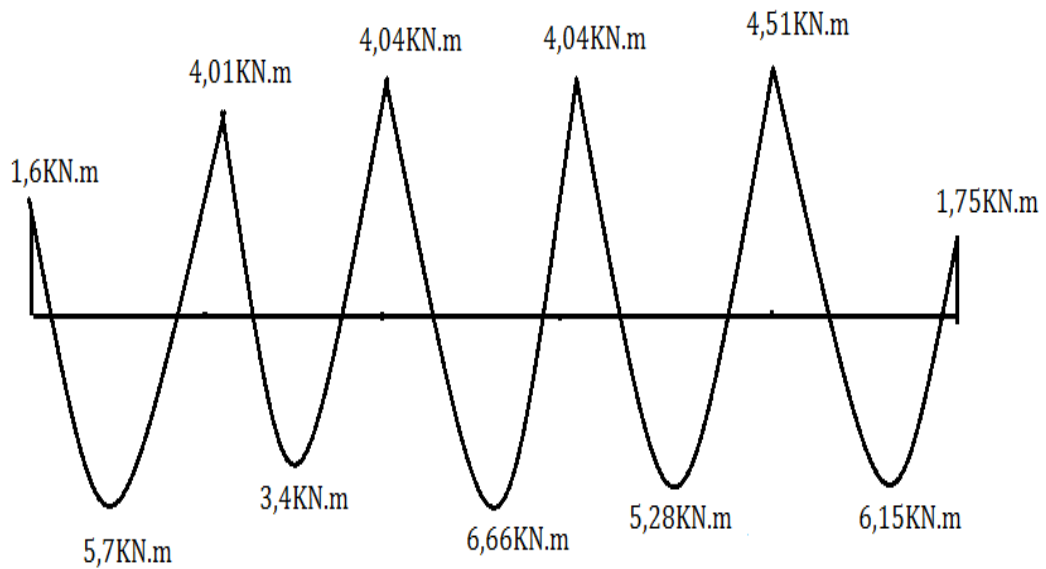


Figure III-8- : diagramme des moments fléchissant



➤ **ELS :**

a-Moments isostatique

$$M_{0AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,21 \times 3,3^2}{8} = 5,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,21 \times 2,95^2}{8} = 4,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,21 \times 3,7^2}{8} = 7,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,21 \times 3,5^2}{8} = 6,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{0EF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{4,21 \times 3,45^2}{8} = 6,26 \text{ kN.m}$$

b-Calcul du coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5,48} = 0,154$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha)M_0 = 1,046M_0 \text{ alors } M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05 M_0 \\ \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 = 0,62M_0 \text{ pour les travées de rive.} \\ \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 = 0,52M_0 \text{ pour les travées intermédiaires.} \end{array} \right.$$

c-Moment en appuis:

Tableau III-5- : Moment en appuis ELS

appui	A	B	C	D	E	F
Mapp	$0.2M_{0AB}$	$0.5M_{0AB}$	$0.4M_{0CD}$	$0.4M_{0CD}$	$0.5M_{0DE}$	$0.2M_{0EF}$
ELU	1,15	2,86	2,88	2,88	3,22	1,25

d-Moment en travées :

• **Travée (AB)**

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{AB} \geq 1.05 \times M_{0AB} - (M_A + M_B)/2 = 4,01 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{AB} \geq 0.52 \times M_{0AB} = 0.62 \times 5,73 = 3,55 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{AB} = 4,01 \text{ KN.m}$$

• **Travée(BC) :**

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{BC} \geq 1.05 \times M_{0BC} - (M_B + M_C)/2 = 1,94 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{BC} \geq 0.52 \times M_{0BC} = 0.52 \times 4,58 = 2,38 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{BC} = 2,38 \text{ KN.m}$$

• **Travée(CD)**

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{CD} \geq 1.05 \times M_{0CD} - (M_C + M_D)/2 = 4,68 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{CD} \geq 0.52 \times M_{0CD} = 0.52 \times 7,20 = 3,74 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{CD} = 4,68 \text{ KN.m}$$

- **Travée(DE):**
 - 1) $Mt^{DE} \geq 1.05 \times M_{0DE} - (M_D + M_E)/2 = 3,72 \text{ KN.m}$
 - 2) $Mt^{DE} \geq 0.62 \times M_{0DE} = 0.52 \times 6,45 = 3,35 \text{ KN.m}$

} on prend: $Mt^{DE} = 3,72 \text{ KN.m}$
- **Travée(EF):**
 - 1) $Mt^{EF} \geq 1.05 \times M_{0EF} - (M_E + M_F)/2 = 4,34 \text{ KN.m}$
 - 2) $Mt^{EF} \geq 0.62 \times M_{0EF} = 0.62 \times 6,26 = 3,88 \text{ KN.m}$

} on prend: $Mt^{EF} = 4,34 \text{ KN.m}$

Tableau III-6-: récapitulatif des résultats obtenus (planché RDC.... 9eme étages

	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M0	Mw	Me	Mt	Tw	Te(-)	M0	Mw	Me	Mt
Type de Poutrelle 01	A-B	2,62	4,96	0,99	0,99	4,22	6,5	-6,5	3,61	0,72	0,72	4,42
Type de Poutrelle 02	A-B	2,95	6,29	1,25	4,94	3,9	7,27	-9,78	4,58	0,92	3,6	2,84
	B-C	3,7	9,89	4,94	3,96	5,93	10,96	-10,4	7,20	3,6	2,88	4,32
	C-D	3,5	8,85	3,96	4,42	5,10	9,98	10,25	6,45	2,88	3,22	3,72
	D-E	3,45	8,6	4,42	1,72	5,96	10,75	-9,19	6,26	3,22	1,25	4,34
Type de Poutrelle 03	A-B	3,3	7,87	1,57	3,93	5,51	8,82	-10,2	5,73	1,15	2,86	4,01
	B-C	2,95	6,29	3,93	3,96	3,27	8,51	-8,53	4,58	2,86	2,88	2,38
	C-D	3,7	9,89	3,96	3,96	6,42	10,69	-10,69	7,20	2,88	2,88	4,68
	D-E	3,5	8,85	3,96	4,42	5,10	9,98	-10,25	6,45	2,88	3,22	3,72
	E-F	3,45	8,6	4,42	1,72	5,96	10,75	-9,19	6,26	3,22	1,25	4,34
Type de Poutrelle 04	A-B	3,49	8,80	1,76	5,28	5,72	9,08	-11,09	6,41	1,28	3,85	4,16
	B-C	3,49	8,80	5,28	1,76	5,72	11,09	-9,08	6,41	3,85	1,28	4,16

III-6 Calcul du ferrailage (Plancher terrasse)

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

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 6,42 \text{KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 5,28 \text{KN.m} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 4,68 \text{KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 3,85 \text{KN.m} \end{array} \right. \\
 T_{\max} = 11,09 \text{KN}
 \end{array}$$

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

❖ En travée (armatures inférieurs) :

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 :

$$M_t = b h_0 \sigma_{bc} (d - h_0 / 2)$$

$$M_{tb} = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4 / 2) \times 10^{-3} = 58,94 \text{KN.m}$$

$$M_{t\max} = 6,42 \text{KN.m} < 58,94 \text{KN.m}$$

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 $M_{t\max} = 6,42 \text{N.m}$

III-6-1 Verification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{6,42 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,021 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,42 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,03 \text{cm}^2$$

a-Condition de non fragilité :

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

$$A_{\text{adoptive}} = \text{Max} (A_{st}; A_{s\min}) = 1,41 \text{cm}^2$$

Le choix : 3T12 ; $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ Sur appui de rive

$$M_{\text{appui}_{\max}} = 1,76 \text{KN.m}$$

-La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b \times b_0) = (12 \times 20)$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,76 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,031 \rightarrow \beta = 0,984$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,76 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

a-Condition de non fragilité :

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

$$A_{\text{adoptive}} = \text{Max}(A_{st}; A_{s \text{ min}}) = 0,28 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T10 = 0,79 cm²

❖ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :**

$$M_{a \text{ max}} = 5,28 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b \times b_0) = (12 \times 20)$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,28 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,095 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,095 \rightarrow \beta = 0,949$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,28 \times 10^3}{0,949 \times 18 \times 348} = 0,88 \text{ cm}^2$$

a-Condition de non fragilité :

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

$$A_{\text{adoptive}} = \text{Max}(A_{st}; A_{s \text{ min}}) = 0,88 \text{ cm}^2$$

Le choix : 1T10 (filante) + 1T12 (chapeau); $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$

III-6-2 Vérification des contraintes à I.E.L.S:

❖ **En travée :**

$$M_{t(\text{ser})} = 4,68 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 0,75 \text{ cm}^2$$

a-Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

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

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

$$32,50 \times y^2 - 15 \times 0,75 \times (d - y) = 0$$

$$y = 2,33 \text{ cm}$$

$y = 2,33 \text{ cm}$ L'axe neutre tombe dans la table de compression

b-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{65 \times 2,33^3}{3} + 15 \times 0,75 (18 - 2,33)^2 = 3036,49 \text{ cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y = \frac{4,68 \times 10^3}{3036,49} \times 2,33 = 3,59 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \text{ Condition vérifiée}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

❖ En appuis intermédiaire :

$$M_{ai(ser)} = 3,85 \text{KN.m}$$

$$A_s = 0,64 \text{cm}^2$$

a-Position de l'axe neutre:

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

$$b = 12 \text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$6y^2 - 15 \times 0,64 \times (d - y) = 0$$

$$y = 4,62 \text{cm} \text{ L'axe neutre tombe pas dans la table de compression}$$

b-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{12 \times 4,62^3}{3} + 15 \times 0,64(18 - 4,62)^2 = 2113,08 \text{cm}^4$$

c-Contrainte maximale dans l'acier tendue « σ_{st} » :

$$\sigma_{ST} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = \frac{15 \times 4,08}{2813,07} (21,6 - 4,83) \times 10^3 = 364,84 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ST} = 364,84 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{MPa} ; (\text{fissuration peu préjudiciable}),$$

$$\sigma_{ST} = 364,84 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ En appuis de rive :

$$M_{ti(ser)} = 1,28 \text{KN.m}$$

$$A_s = 0,21 \text{cm}^2$$

a-Position de l'axe neutre:

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

$$b = 12 \text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0.$$

$$6y^2 - 15 \times 0,21 \times (d - y) = 0$$

$$y = 5,59 \text{cm} \text{ L'axe neutre tombe pas dans la table de compression}$$

b-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{12 \times 5,59^3}{3} + 15 \times 0,21(18 - 5,59)^2 = 1183,83 \text{cm}^4$$

c-Contrainte maximale dans l'acier tendue « σ_{st} » :

$$\sigma_{ST} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = \frac{15 \times 3,2}{2248,44} (21,6 - 4,31) \times 10^3 = 369,11 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{ST} = 369,11 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{MPa} ; (\text{fissuration peu préjudiciable}),$$

$$\sigma_{ST} = 369,11 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III-6-3 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{max} = 11,09 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{11,09 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,51 \text{ MPa.}$$

Pas de risque de cisaillement

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

$$\tau_{\mu} = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

a-Calcul Armatures transversales(A_t) :

a-1 Diamètre des armatures A_t:

Le diamètre:

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 10\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm} \dots \dots \dots \varphi_t = 6 \text{ mm}$$

a-2 Calcule des espacements:

$$\left. \begin{matrix} s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ s_t \leq (16,2; 40 \text{ cm}) \end{matrix} \right\} s_t \leq 16,2 \text{ cm} \text{ on prend } s_t = 15 \text{ cm}$$

a-3 La section des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{tj}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{(\tau_u \times (\frac{h}{2})) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

*Calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables.

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

Calcule la distance X :

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

$$X = \frac{3,7}{2} + \frac{4,96 - 4,96}{3,7 \times 5,78} = 1,85 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{11,09 \times (1,85 - 0,10)}{1,85} = 10,49 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{11,09 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = 0,51 \text{ MPa.}$$

$$\frac{At}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,51 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 2,35} = -7,83 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

a-4 Pourcentage minimal des armatures transversales:

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

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,6}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

On prend le max entre $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min}$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 18 = 0,36 \text{ cm}^2$$

On prend aussi $\max \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min}$

$$\text{Le choix: } \{ 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone nodale: } s_t \leq \min(10\emptyset_L; 15 \text{ cm}) \quad s_t \leq \min 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } s_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} s_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

➤ Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{max} = 11,09 \text{ KN}$$

$$M_{appui} = 5,28 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{5,28}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 32,59 \text{ kN}$$

$F_u = 32,59 \text{ kN} > T_u = 11,09 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

b-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 11,09 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{11,09 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,73 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

c-Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

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

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm.}$$

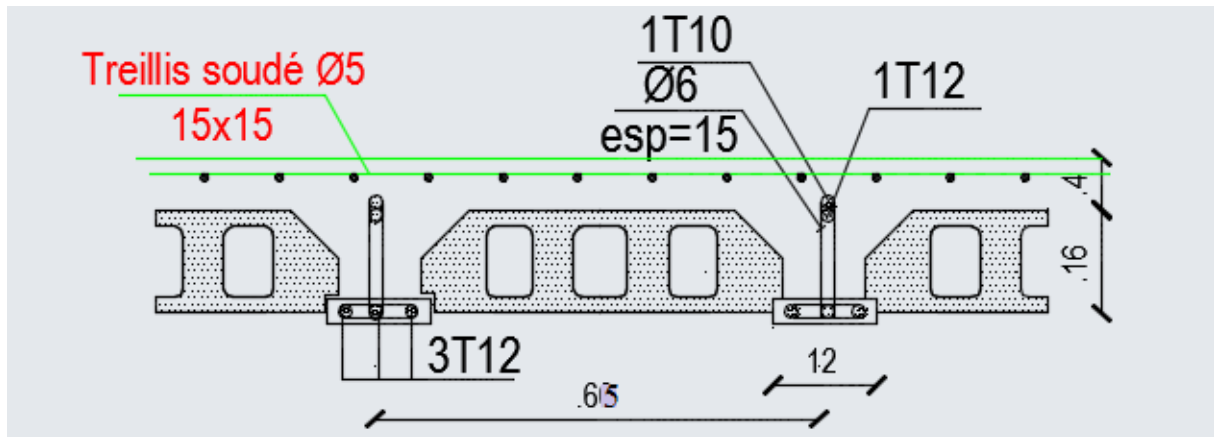
III-6-4 Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{20}{370} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow 0,054 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{4,68}{15 \times 7,2} = 0,043 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{0,75}{12 \times 18} = 0,0035 < \frac{3,6}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions préliminaires sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Figure III-10- : schéma de ferrailage du plancher (terrasse) et plancher (RDC...9 eme étage)

**III-7 La dalle de compression :**

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, elle est armé d'un quadrillage des 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 parallèle aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \left(\frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si } L \leq 50cm$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \left(\frac{cm^2}{ml} \right) \text{ si } 50cm \leq L \leq 80 \text{ avec écartement entre axe des nervures}$$

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$L=0,65m ; f_e=215Mpa$$

$$50cm \leq 65cm \leq 80cm$$

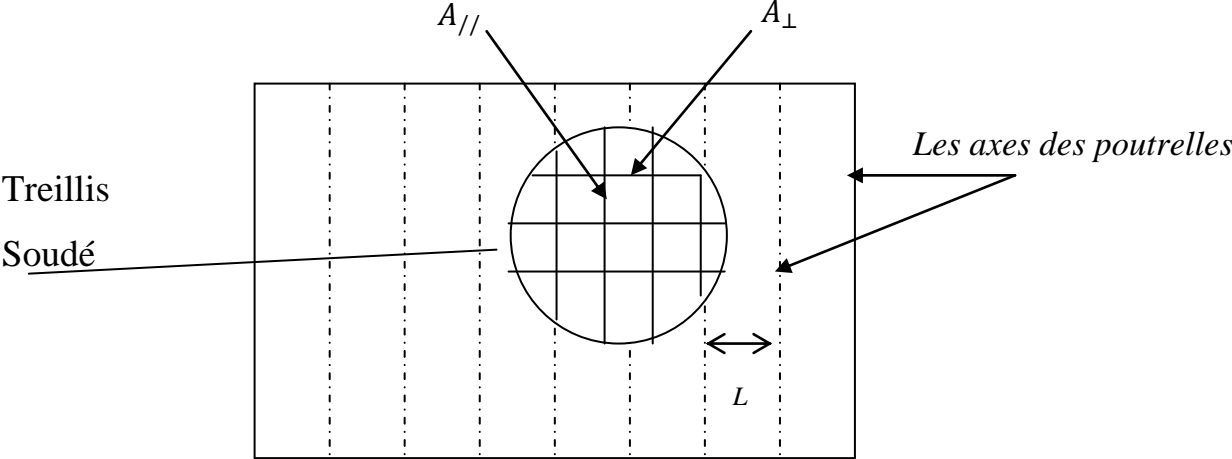
$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{215} = 1,21cm^2/ml$$

$$\text{On prend } 5\Phi 8 = 2,51cm^2/ml$$

$$A_{//} \geq \frac{2,51}{2} = 1,26cm^2$$

On prend un quadrillage de section avec un espacement de 20 cm .

Figure III-11-: Ferrailage de la dalle de compression



CHAPITRE IV
CALCUL DES ÉLÉMENTS
NON STRUCTURAUX

IV-1 Introduction:

les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement, le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

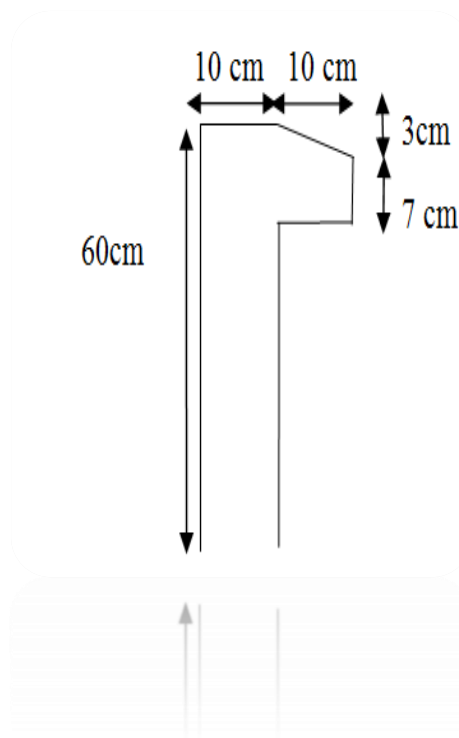
Dans ce chapitre, on va calculer les éléments suivants :

- l'acrotère.
- les escaliers et la poutre palière.
- les balcons.
- L'ascenseur.

IV-2 Acrotère :

Un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encasté à sa base au plancher de la terrasse

Figure IV-1-: Dimension de l'acrotère.



IV-2-1 Calcul des sollicitations

a-Poids propre :

$$S = \left[\frac{0,03(0,2+0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

b-Effort normal :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ KN/ml}$$

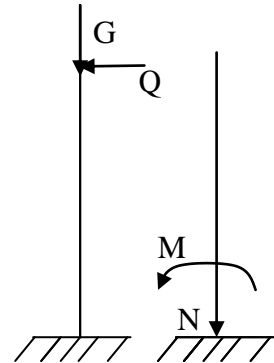
$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ KN/ml}$$

c-Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée



d-Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ KN}$$

e-Enrobage : Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $C = C' = 2 \text{ cm}$

f-L'excentricité:
$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 < 0,39 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV-2-2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 2,31 \times (0,39 + 0,05 - 0,02) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$((d-c)N_u - M_u) \leq (0,337 \cdot h - 0,81c) f_{bc} \times b \times h$$

$$((d-c)N_u - M_u) = (0,09 - 0,02) 2,31 - 0,97 = -0,81 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c) f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ KN.m}$$

$$-0,81 \text{ KN.m} < 24,80 \text{ KN.m}$$

-Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$b \cdot h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

IV-2-3 Calcul du ferrailage (E.L.U) :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,084$$

a- Vérification de l'existence des armatures comprimés A' :

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul:

$\left\{ \begin{array}{l} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{array} \right.$

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

b-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

a-Les armatures principales :

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_c} \times \frac{(e - 0,45 d)}{(e - 0,185 d)} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9 h_t = 9 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $4\phi 6 \text{ p.m} \Rightarrow A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = 25 \text{ cm}$

b-Les armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \text{On adopte : } A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 4\phi 6 \text{ p.m}$$

IV.2.4 Vérification des contraintes (E. L. S):

a-Moment d service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + \frac{h}{2}) = 1,71 \times (0,35 - 0,02 + \frac{0,1}{2}) = 0,65 \text{ KN.m}$$

b-Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

c-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,59)^3}{3} + 15 \times 1,130 \times (9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,69 \text{ cm}^4$$

d- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

e Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{650}{1064,68} (9 - 1,59) = 67,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

f- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5K \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Leftrightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

g-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Les coefficients A , C_p et W_p sont obtenus par le RPA99v2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,25$

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

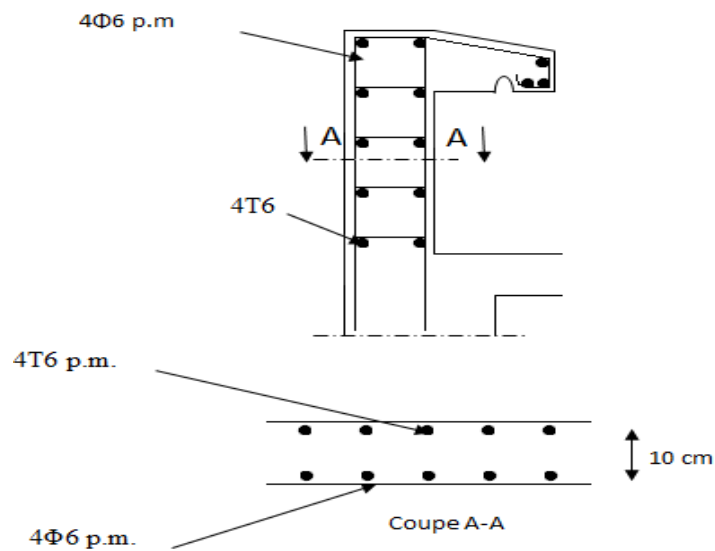
W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ KN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5.Q.A \Rightarrow F_p = 4 \times 0,8 \times 1,71 \times 0,25 = 1,36 \text{ KN}$

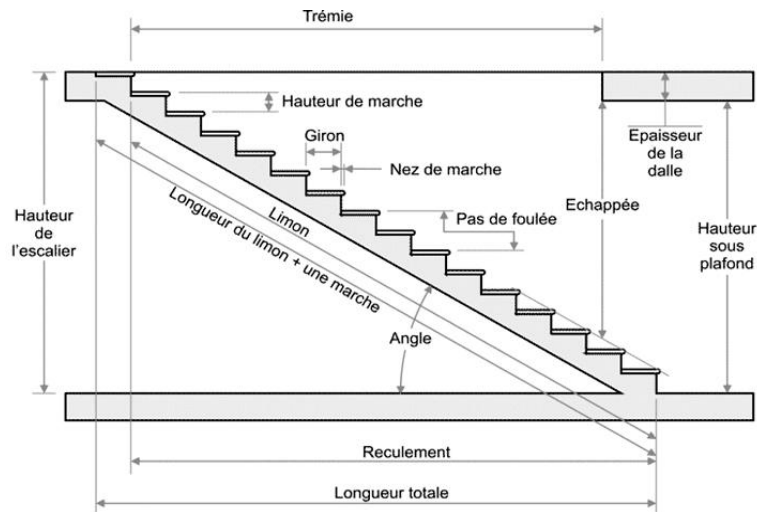
$F_p = 1,36 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \dots$.Condition vérifiée.

Figure IV-2- : Ferrailage de l'acrotère.



IV-3 Escaliers:

Figure IV-3 : description de l'escalier



IV-3-1 Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche, On prend : $2h + g \leq 64 \text{ cm}$ ($H = n \cdot h = \frac{h_c}{2}$)

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

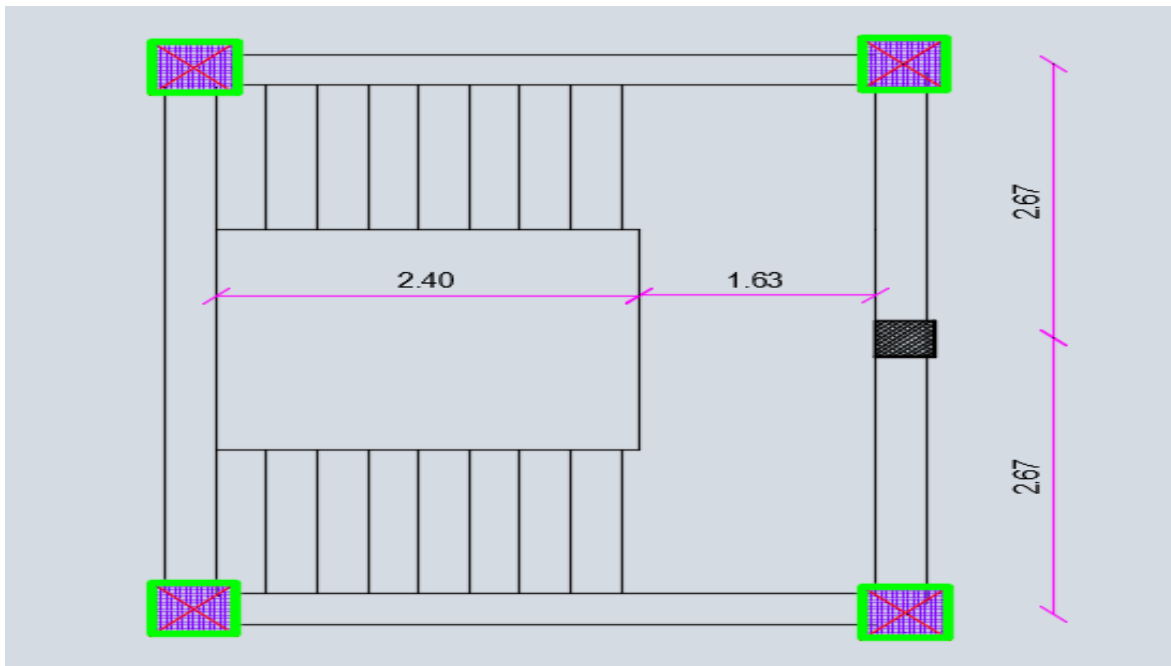
$$(H = n \cdot h = \frac{h_c}{2})$$

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

IV-3-2 Etude d'un escalier deux volée:

Figure IV-4- : Schéma de l'escalier



IV-3-3 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 : $m \cdot n^2 - (m + 1 + 2H)n + 2H = 0 \dots (2)$ Avec : $m = 64$; $H = 306/2 = 153\text{cm}$, $l = 240\text{cm}$

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: $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{ cm} \Rightarrow$ On prend : $h = 17\text{cm}$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL, on a :

$$2h + g = 64 \Rightarrow g = 64 - 2 \times 17 = 30\text{ cm} ; \text{On prend: } g = 30\text{ m}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

IV-3-3-1 Epaisseur de la paillasse (e_v):

$$\frac{1}{30} \leq e_v \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30\cos(\alpha)} \leq e_v \leq \frac{L}{20\cos(\alpha)}$$

$$\frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79\text{cm} ; \text{ on prend : } e_v = \mathbf{12\text{cm}}$$

IV-3-3-2 Epaisseur de palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos(\alpha)} = \frac{12}{0,87} = 13,79\text{cm} ; \text{ on prend : } e_p = \mathbf{14\text{cm}}$$

IV-3-3-2 Evaluation des charges et des surcharges à (E.LU et E.L.S):

a-Paillasse :

Tableau IV-1- : Les charges et les surcharges supportées par la paillasse

$N = ^\circ$	Désignation	e(m)	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h \cdot h/g$	—	0,23
5	Mortier de ciment vertical $M_h \cdot h/g$	—	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25 / \cos(a)$	0,12	3,44
7	Poids propre des marches : $\sigma_b \cdot h/2$	0,085	1,87
8	Garde-corps	—	0,10
9	Enduit en plâtre	0,015	0,15

- **Charge permanente :** $G = 7,18 \text{ KN/m}^2$

- **Surcharge :** $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$Q_{U1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \times 1\text{m} = 13,44\text{KN/ml}$$

$$Q_{ser1} = (G + Q) \times 1\text{m} = 9,68\text{KN/ml}$$

b-Palier :

Tableau IV-2 : Les charges et les surcharges supportées par le palier.

N°	Désignation	e (m)	Poids KN/m^2
1	Poids propre du palier	0,14	3,50
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,015	0,15

- $G = 4,81 \text{ KN}/m^2$

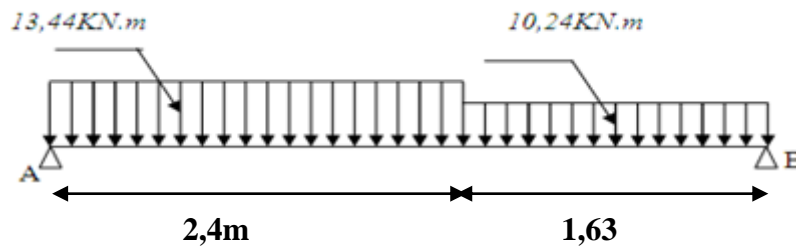
- $Q = 2,5 \text{ KN}/m^2$

$Q_{U2} = (1,35G_2 + 1,5Q_2) \times 1m = 10,24 \text{ KN/ml.}$

$Q_{ser2} = (G + Q) \times 1m = 7,31 \text{ KN/ml.}$

IV-3-3-3 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant maximal à E.L.U:

Schéma statique :



a-Détermination des réactions :

$R_A + R_B = (13,44 \times 2,4) + (10,24 \times 1,63) = 48,94 \text{ KN}$

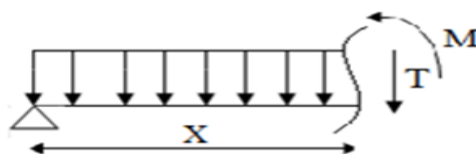
$\sum M_A = (R_B \times 4,03) - (13,44 \times 2,4 \times 1,2) - (10,24 \times 1,63 \times 3,215)$

$R_B \times 4,03 = 92,38 \text{ MN.m} \Rightarrow R_B = 22,92 \text{ KN}$

$R_A + 22,92 = 48,94 \Rightarrow R_A = 26,02 \text{ KN}$

b-Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

- section 1 : $0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$:



c-Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + 13,44 \cdot x - 26,02 = 0 \Rightarrow T = -13,44 \cdot x + 26,02$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m} \Rightarrow T(0) = 26,02 \text{ KN} \\ x = 2,4\text{m} \Rightarrow T(2,4) = -6,236 \text{ KN} \end{cases}$$

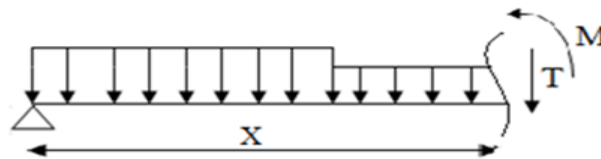
d-Moment fléchissant :

$$\sum M_{(0)} = 0 \Rightarrow M_x + 13,44 \cdot x^2 / 2 - R_A \cdot x = 0 \Rightarrow M_x = -(13,44 \cdot x^2) / 2 + 26,02x$$

$$\begin{cases} x = 0\text{m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,4\text{m} \Rightarrow M(2,4) = 23,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

X(m)	M(KN.m)	T(KN)
0	0	26,02
2,4	23,74	-6,236

- section 02 : 2,4 ≤ x ≤ 4,03m :



e-Effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T + 13,44 \times 2,4 + 10,24(x - 2,4) - 26,02 = 0 \Rightarrow T = -10,24 \cdot x + 18,34$$

$$\begin{cases} x = 2,7\text{m} \Rightarrow T(2,7) = -6,236 \text{ KN} \\ x = 4,03\text{m} \Rightarrow T(4,03) = -22,92 \text{ KN} \end{cases}$$

f-Moment fléchissant :

$$\sum M_{(0)} = 0 \Rightarrow M_x + 13,44(2,4)(x - 1,2) + 10,24(x - 2,4)^2 / 2 - 26,02 \cdot x = 0$$

$$\Rightarrow M_x = -5,12 \cdot x^2 + 18,34 \cdot x + 9,21$$

$$\begin{cases} x = 2,4\text{m} \Rightarrow M(2,4) = 23,73 \text{ KN.m} \\ x = 4,03\text{m} \Rightarrow M(4,03) = -0,033 \text{ KN.m} \approx 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

X(m)	M(KN.m)	T(KN)
2,40	23,73	-6,236

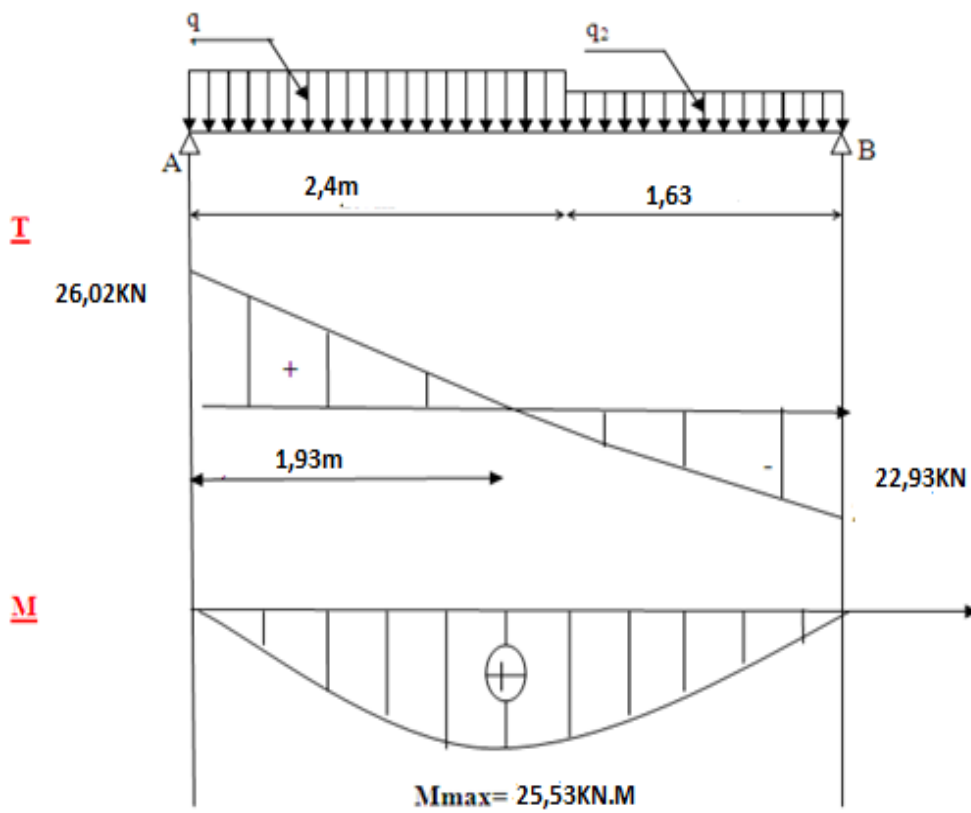
4,03	0,033	-22,92
------	-------	--------

c-Le moment fléchissant maximal :

$$T(x) = 0 \Rightarrow 13,44 \cdot x + 26,06 = 0 \Rightarrow x = 1,93\text{m}$$

$$M_{\max} = -5,12(1,93)^2 + 18,34(1,93) + 9,21 = 25,53\text{KN.m}$$

Figure IV-5-: Diagramme du moment et effort tranchant



e-Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

$$\text{On a : } M_{\max} = 25,53\text{KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 21,70\text{KN.m} \\ M_a = 0,4 \cdot M_{\max} = 10,21\text{KN.m} \end{cases}$$

IV-3-3-4 Calcul de Ferrailage :

➤ l'E.L.U

❖ En travée:

$$M_t = 21,70\text{KN.m}; d = 0,9h = 0,9 \times 12\text{cm} = 10,8\text{cm}; b = 100\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{21,70 \times 10^3}{14,17 \times (10,8)^2 \times 100} = 0,131 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,132 \Rightarrow \beta = 0,9295,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{21,70 \times 10^3}{348 \times 10,8 \times 0,9295} = 6,16 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T14** avec : $A_{st} = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $ST = 20\text{cm}$

a-Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4φ10** = $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $ST = 25 \text{ cm}$

b- Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 10,8 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,3041 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,3041 \text{ cm}^2$ condition Vérifiée.

❖ **Sur appuis:**

$M_t = 10,21 \text{ KN.m}$; $d = 0,9h = 0,9 \times 14 = 12,6 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{10,21 \times 10^3}{14,17 \times (12,6)^2 \times 100} = 0,044 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,978,$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{10,21 \times 10^3}{348 \times 12,6 \times 0,978} = 2,38 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T10** avec : $A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $ST = 20\text{cm}$

a-Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **3 Φ 10** = $2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $ST = 33 \text{ cm}$.

b-Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 12,6 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,521 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2,38 > A_{s \min} = 1,521$ condition Vérifiée

$M_{ax} (A_{cal} ; A_{min}) = 2,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

On adopte **3Φ10** = $2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

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

$M_{\max} = 18,87 \text{ KN.m}$ (obtenu par R.D.M)

$M_{t_{ser}} = 0,85.M_{\max} = 16,03 \text{ KN.m}$

$M_{a_{ser}} = 0,4.M_{\max} = 7,55 \text{ KN.m}$

❖ En travée :

$$A_s = 4,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a-Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 67,35 y_1 - 727,38 = 0 \Rightarrow y_1 = 3,19 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b-Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15 \cdot A_s (d - y)^2 \Rightarrow I_g = \frac{100 \times 3,19^3}{3} + 15 \times 4,49 (10,8 - 3,19)^2$$

$$I_g = 4982,43 \text{ cm}^4.$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{16,03 \times 10^3}{4982,43} 3,19 = 10,26 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Sur appuis :

$$A_{st} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a-Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 26,25 y - 330,75 = 0 \Rightarrow y = 2,32 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 2,32^3}{3} + 15 \times 1,75 (12,6 - 2,32)^2 = 3190,29 \text{ cm}^4$$

c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7,55 \times 10^3}{3190,29} 2,32 = 5,49 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

e- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_u = 26,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{26,02 \cdot 10}{100 \times 12,6} = 0,21 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}\} = 3,25 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

« Pas de risque de cisaillement ».

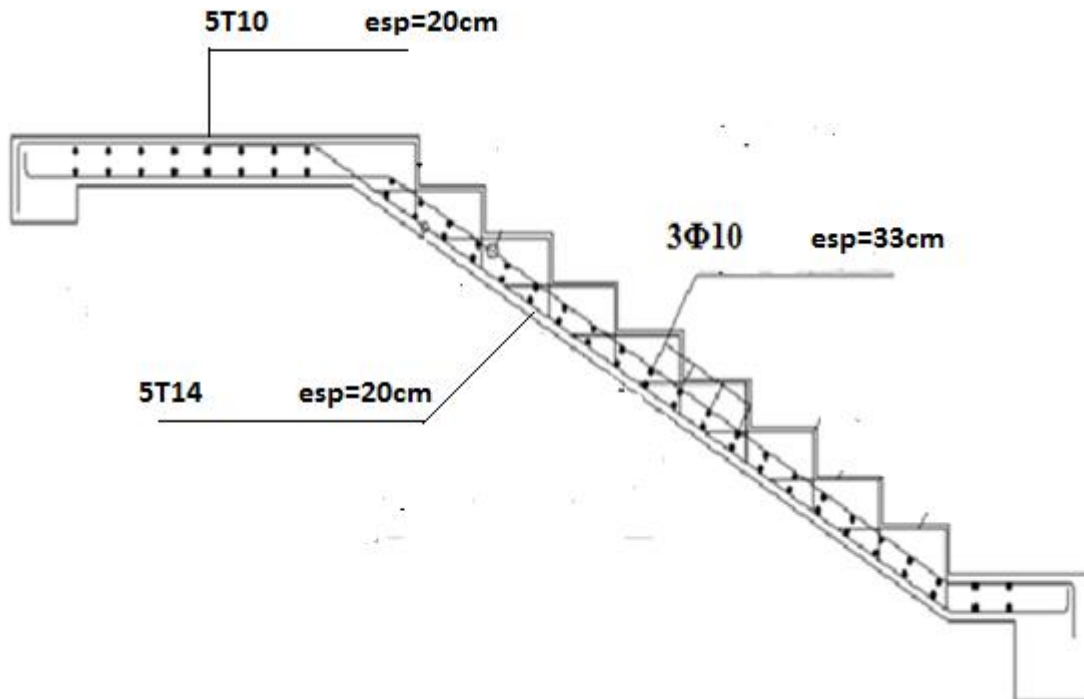
f- Vérification de la flèche :

$$e > \frac{L}{30} \Rightarrow 0,12 > \frac{2,4}{30} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,49}{100 \times 10,8} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0041 \leq 0,0105 ; \text{Condition vérifiée}$$

$$L < 8\text{m} \Rightarrow 2,4 < 8\text{m} \text{ Condition vérifiée}$$

Figure IV-6-: disposition du ferrailage d'escalier droit



IV-3-4-1 Dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{267}{15} \leq h \leq \frac{267}{10} \Rightarrow h = 30\text{cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \leq b \leq 10,8 \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

IV-3-4-2 Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \\ 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \\ h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \end{cases}$$

- Charge supportée par la poutre:

-Poids propre de la poutre : $b.h.\sigma_{bc} = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

-Réaction du palier sur la poutre : $R(\text{Elu}) = 22,92\text{KN}$

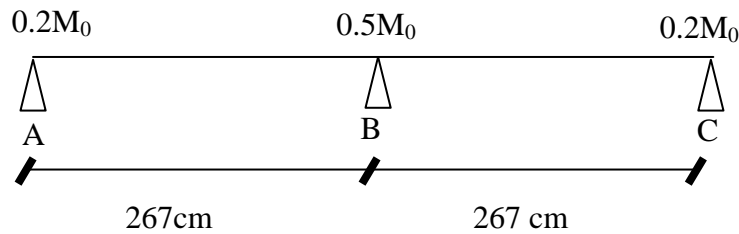
-Réaction du palier sur la poutre : $R(\text{Els}) = 16,16\text{KN}$

-Poids du mur supporté par la poutre = $9 \times 0,15 \times 1.53 = 2,06 \text{ KN/m}$.

$$q_u = 1,35(2,25 + 2,06) + 22,92 = 28,74 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (2,25 + 16,16 + 2,06) = 20,47 \text{ KN/ml}$$

Figure IV-7- : schéma statique de la poutre palière



-Calcul des sollicitations à E.L.U :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 25,61 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0,85 M_0 = 21,76 \text{ KN.m} \\ M_{ar} = 0,2 M_0 = 5,12 \text{ KN.m} \\ M_{an} = 0,5 M_0 = 12,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV-3-4-3 Ferrailage :

❖ En travée:

$$M_t = 21,76 \text{ KN.m}; d = 0,9h = 0,9 \times 30\text{cm} = 27\text{cm}; b = 30\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{21,76 \times 10^3}{14,17 \times (27)^2 \times 30} = 0,032 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,070 \Rightarrow \beta = 0.964$$

a-la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{21,76 \times 10^3}{348 \times 27 \times 0,964} = 2,40 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T12** avec : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $ST = 10\text{cm}$

❖ appuis de rive :

$M_{ar}=5,12 \text{ KN.m}$; $d=0,9h=0,9 \times 30=27\text{cm}$; $b=30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{5,12 \times 10^3}{14,17 \times (27)^2 \times 30} = 0,016 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{5,12 \times 10^3}{348 \times 27 \times 0,992} = 0,54 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T8** avec : $A_{st} = 1,51 \text{ cm}^2$; $ST = 10\text{cm}$.

❖ appuis central :

$M_{ar}=12,80 \text{ KN.m}$; $d=0,9h=0,9 \times 30=27\text{cm}$; $b=30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{12,80 \times 10^3}{14,17 \times (27)^2 \times 30} = 0,019 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{12,80 \times 10^3}{348 \times 27 \times 0,990} = 1,37 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T10** avec : $A_{st} = 2,36 \text{ cm}^2$; $ST = 10\text{cm}$.

a-Vérification Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq [0,23.b.d. f_{t28}/F_c] = 0,97 \text{ cm}^2 \quad \left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2 \\ A_{sa} = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2 \\ A_{sn} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

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

basé sur les données suivantes :

$$M_s = 20,47 \text{ KN.M}$$

$$M_0 = 18,24 \text{ KN.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t = 0,85 M_0 = 15,50 \text{ KN.m} \\ M_{ar} = 0,2 M_0 = 3,64 \text{ KN.m} \\ M_{an} = 0,5 M_0 = 9,12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ En travée :

$$A_s = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b-1 Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$15 y_1^2 + 25,35 y_1 - 684,45 = 0 \Rightarrow y_1 = 5,96 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b-2 Détermination du moment d'inertie:

$$I_g = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15 A_s (d - y)^2 \Rightarrow I_g = \frac{30 \times 5,96^3}{3} + 15 \times 1,69 (27 - 5,96)^2$$

$$I_g = 13339,06 \text{ cm}^4.$$

b-3 Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{15,50 \times 10^3}{13339,06} 5,96 = 6,92 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ appuis de rive :

$$A_{st} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b-4 Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 15 y^2 + 5,7 y - 153,9 = 0 \Rightarrow y = 3,01 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b-5 Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{30 \times 3,01^3}{3} + 15 \times 0,38 (27 - 3,01)^2 = 3553,17 \text{ cm}^4$$

b-6 Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{3,64 \times 10^3}{3553,17} 3,01 = 3,08 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

❖ appuis de central :

$$A_{st} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b-7 Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 14,7y - 396,5 = 0 \Rightarrow y = 4,67 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b-8 Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 4,67^3}{3} + 15 \times 0,98(27 - 4,67)^2 = 8348,32 \text{ cm}^4$$

b-9 Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{9,12 \times 10^3}{8348,32} 4,67 = 5,10 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

c-Vérification contrainte de cisaillement :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{28,74 \times 2,67}{2} = 38,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{38,36 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,47 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

« Pas de risque de cisaillement ».

d-Calcul Armatures transversales(A_t) :**d-1 Diamètre des armatures A_t :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1\right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min\{8,57 ; 30 ; 10\} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

d-2 L'espacement :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

-D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min(15 \text{ cm} ; 10\phi_1) = \min(15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\phi_1 = 15 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

$(\alpha=29,54^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1,36$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,47 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1,36 \times 400} = 0,011 \text{ cm} \dots \dots (1)$$

d-3 Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max\{0,235; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Donc on prend le max de (1);(2)

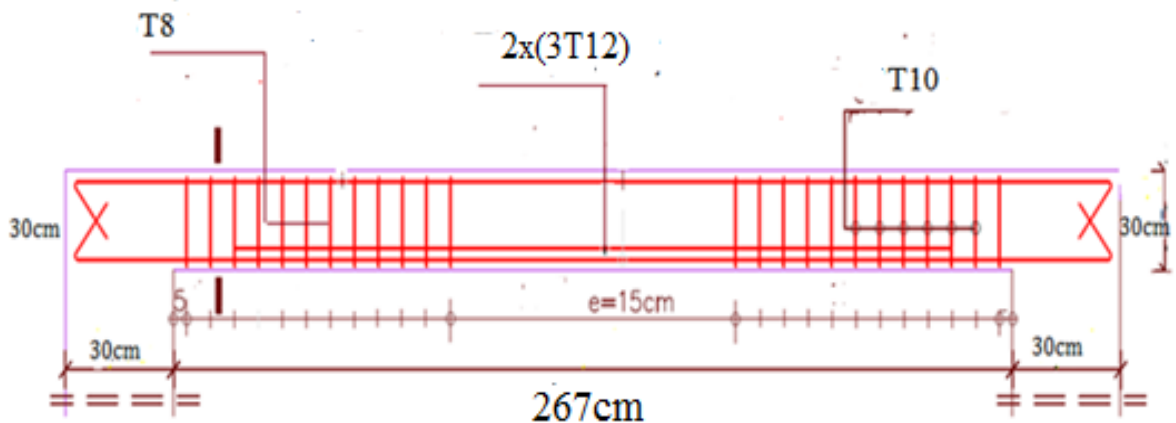
$$A_t \geq 0,03S_t$$

On prend $S_t = 12 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\emptyset 6 = 0,85$ et $S_t = 12 \text{ cm}$

f-vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{267} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,11 > 0,062 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{30}{267} = 0,112 > \frac{15,50}{10 \times 20,47} = 0,076 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1,69}{30 \times 27} = 0,002 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Figure IV-8-: schéma de ferrailage de poutre palière



Balcon

IV -4-1 Balcon :

Le bâtiment est constitué type de balcons dalle pleine.

Les types de balcons : bloc 1

5 balcons en dalle pleine:

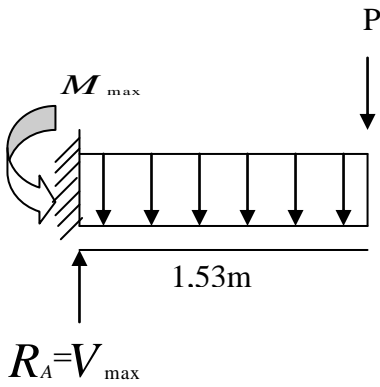


Figure IV-10- : schéma statique du Balcon 1

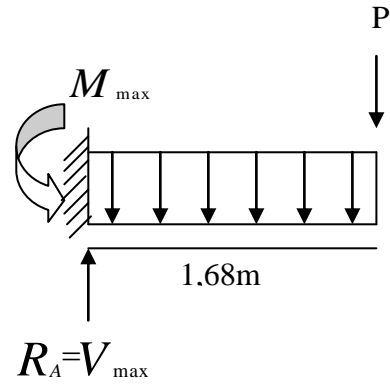


Figure IV-11- : schéma statique du Balcon 2

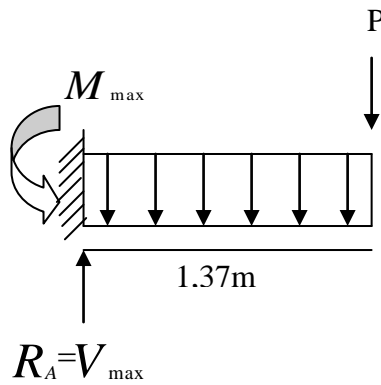


Figure IV-12- : schéma statique du Balcon 4

-Le calcul se fait pour une bonde de 1,00 ml .

- $G = 5,04 \text{ kN/m}$
- $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 3,5 \text{ KN/m}^2$

-Les Charges :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,04) + (1,5 \times 3,5) = 12,05 \text{ kN/m} ;$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,04 + 3,50 = 8,54 \text{ kN/m} ;$$

-Poids propre du mur en double cloison de 30 cm

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 9 \times 0,3 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 4,04 \text{ kN}$$

$$P_{u \text{ mur}} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 4,04 = 5,45 \text{ kN}$$

-Poids de l'enduit (intérieur et extérieur):

$$P_{\text{enduit extérieur}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 0,18 \times 2 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 0,54 \text{ kN}$$

$$P_{\text{enduit intérieur}} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 0,18 \times 1,5 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 0,405 \text{ kN}$$

$$P_{u \text{ enduit}} = 1,35(P_{\text{en extérieur}} + P_{\text{en intérieur}}) = 1,35(0,54 + 0,405) = 1,27 \text{ kN}$$

-Charges totales :

$$P_u = P_{u \text{ mur}} + P_{u \text{ enduit}} = 5,45 + 1,27 = 6,72 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{\text{enduit}} = (4,04 + 0,405) = 4,44 \text{ kN}.$$

IV-4 -2 Détermination de l'effort agissant Type 1:

a-Moments isostatique:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{2} + P.L$$

$$M_{\max} = \frac{12,05 \times (1,53)^2}{2} + 6,72(1,53)$$

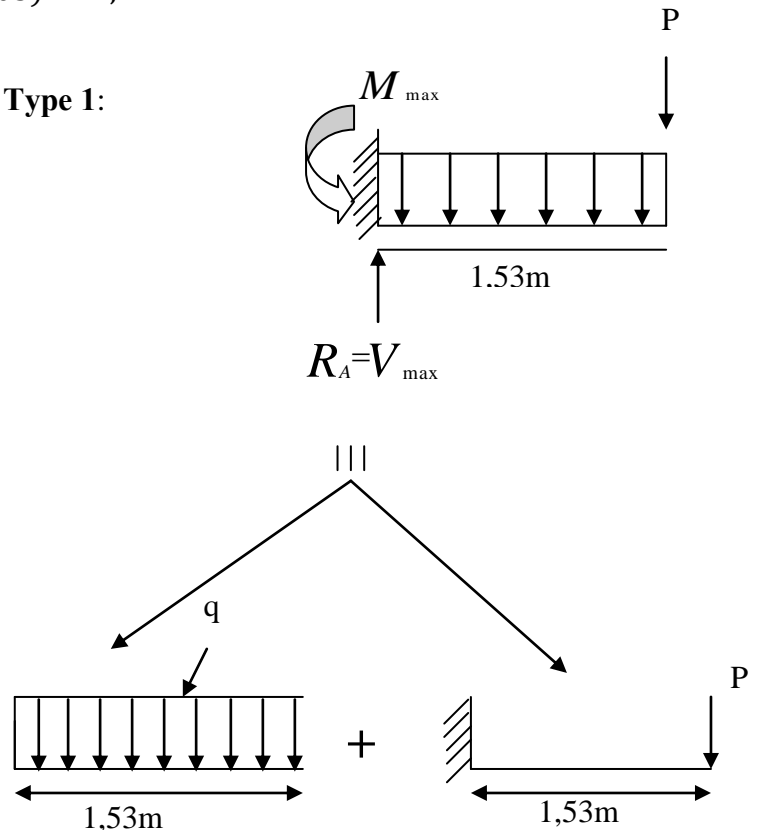
$$M_{\max} = 24,38 \text{ KN.m}$$

b-Effort tranchant

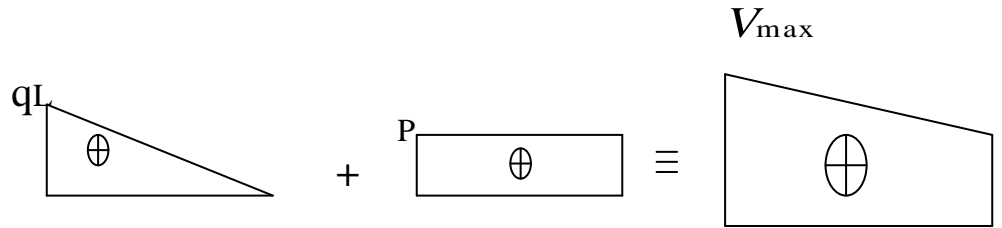
$$R_A = V_{\max} = ql + P$$

$$\Rightarrow V_{\max} = 12,05 \times 1,53 + 6,72.$$

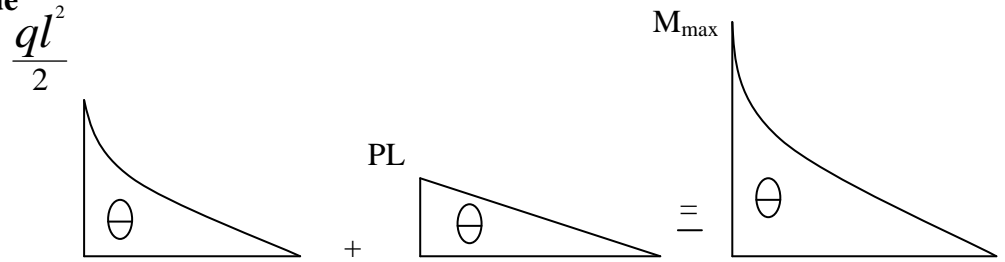
$$V_{\max} = 25,15 \text{ kN}$$



a-1 Effort tranchant :



b-2 Moment isostatique



IV-4-3- Ferrailage

a-Moment réduit :

$$M_{max} = 24,38 \text{ KN.m}; d = 0,9h = 0,9 \times 15 \text{ cm} = 13,5 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{24,38 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,094 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,094 \Rightarrow \beta = 0,951,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{24,38 \times 10^3}{348 \times 13,5 \times 0,951} = 5,45 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T12** avec : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$; ST = 20cm

b-Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **3φ10** = 2,36 cm²/ml ; ST = 33 cm

c-Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 13,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2$ condition Vérifiée.

d-contrainte de cisaillement :

$$V_{max} = 25,15 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V \max}{b.d} = \frac{25,15 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,186 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,10f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 2,5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,186 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

« Pas de risque de cisaillement ».

e-Vérification de la contrainte d'adhérence τ pour l'entraînement des Barres.

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{25,15 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,39 \times 10^2} = 1,52 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$\mu = 3,39 \text{ cm}$; tirée du tableau

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = 1,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f-Vérification de la Vérification des contraintes à l'E.L.S' :

$$M_{ser} = 16,78 \text{ KN.m}$$

As=3,69cm²/ml.

g-Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 55,2y - 745,2 = 0 \Rightarrow y = 3,35 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

h-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,35^3}{3} + 15 \times 3,69(13,5 - 3,35)^2 = 6955,47 \text{ cm}^4$$

i-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{16,78 \times 10^3}{6955,47} 3,35 = 8,08 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

j-Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{16,78 \times 10^2}{6955,47} \times (13,5 - 3,35) = 36,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 36,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

k- Vérification de la flèche :

k-1 Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :

$$F = F1 + F2$$

$$F1 = \begin{cases} Ql^4 / 8EI ; & \text{Flèche due à la charge répartie} \\ P l^3 / 3EI ; & \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

K-2 Détermination du centre de gravité :

$$YG = \frac{Yi \Sigma Ai}{\Sigma Ai} = \frac{((b \times h)h/2) + (\eta \times As \times d)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,69 \times 13,50)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,69 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,69)} = 7,71 \text{ cm}$$

$$Y1 = YG = 7,71 \text{ cm}$$

$$Y2 = h - YG = 7,29 \text{ cm}$$

k-3 Calcul du moment d'inertie :

$$I = bY1^3 / 3 + bY2^3 / 3 + \eta A(d - Y1)^2 = 100 \times 7,71^3 / 3 + 100 \times 7,29^3 / 3 + 15 \times 3,69 \times (13,5 - 7,71)^2 = 30046,69 \text{ cm}^4$$

k-4 Calcul de la flèche :

$$F = l^3 / EI [Ql/8 + P/3] = 1,53 \times \frac{10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30046,96} \times (8,54 \times \frac{1,53}{8} + \frac{4,44}{3}) = 0,11$$

$$F_{adm} = L/250 = 153/250 = 0,612 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,11 \text{ cm} < F_{adm} = 0,612 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifié}$$

IV-4-4 Détermination de l'effort agissant Type 2 :

a-Moments isostatique :

$$M_{max} = \frac{q l^2}{2} + P.L$$

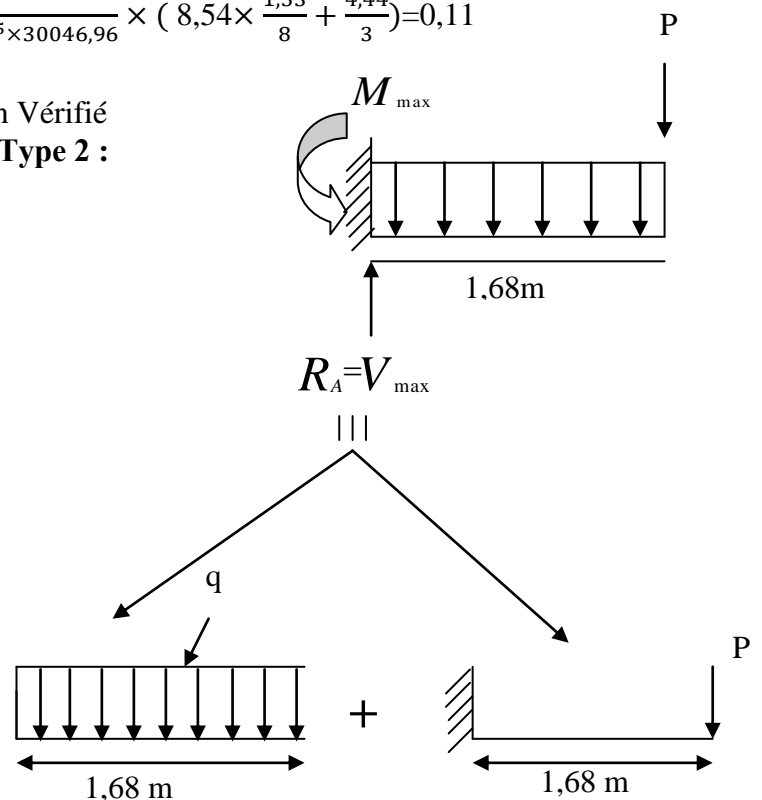
$$M_{max} = \frac{12,05 \times (1,68)^2}{2} + 6,72(1,68)$$

$$M_{max} = 28,29 \text{ KN.m}$$

b-effort tranchant

$$R_A = V_{max} = q l + P$$

$$\Rightarrow V_{max} = 12,05 \times 1,68 + 6,72.$$



$$V_{\max}=26,96kN$$

IV-4-5 Ferrailage :

a-Moments réduit

$$M_{\max}=28,29 \text{ KN.m}; d=0,9h=0,9 \times 15\text{cm}=13,5\text{cm}; b=100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{28,29 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,109 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,109 \Rightarrow \beta = 0,942 ,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{28,29 \times 10^3}{348 \times 13,5 \times 0,942} = 6,39 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T12** avec : $A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $ST = 15\text{cm}$

b-Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **3φ10** = $2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $ST = 33 \text{ cm}$

c-Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 13,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,63 \text{ cm}^2$ condition Vérifiée.

d-contrainte de cisaillement :

$$V_{\max}=26,96kN$$

$$\tau_u = \frac{V \max}{b.d} = \frac{26,96 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,199\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,10f_{c28}, 5\text{Mpa}\} = 2,5\text{Mpa} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,199\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

« Pas de risque de cisaillement ».

e-Vérification de la contrainte d'adhérence τ pour l'entraînement des Barres.

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{26,96 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 4,39 \times 10^2} = 1,01 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 5$

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = \mu = 2 \times 3,14 \frac{1,4}{2} = 4,39 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = 1,01 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

f-Vérification de la Vérification des contraintes à l'E.L.S' :

$$M_{ser} = 19,51 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

g-Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 64,8y - 874,8 = 0 \Rightarrow y = 3,58 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

h-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,58^3}{3} + 15 \times 4,32(13,5 - 3,58)^2 = 7906,15 \text{ cm}^4$$

i-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{19,51 \times 10^3}{7906,15} 3,58 = 8,83 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

j-Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$$\eta : \text{coefficient de fissuration pour HA } \Phi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I}(d - y) = 15 \times \frac{19,51 \times 10^2}{7906,15} \times (13,5 - 3,58) = 36,71 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 36,71 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

k- Vérification de la flèche :

k-1 Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :

$$F = F1 + F2$$

$$F1 = \begin{cases} Ql^4 / 8EI ; & \text{Flèche due à la charge répartie} \\ Pl^3 / 3EI ; & \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

k-2 Détermination du centre de gravité :

$$YG = Y_i \Sigma A_i / \Sigma A_i = ((b \times h)h/2) + (\eta \times A_s \times d) / (b \times h) + (\eta \times A_s) = (100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,32 \times 13,50) / (100 \times 15) + (15 \times 4,32) = 7,71 \text{ cm}$$

$$Y1 = YG = 7,74 \text{ cm}$$

$$Y2 = h - YG = 7,26 \text{ cm}$$

k-3 Calcul du moment d'inertie :

$$I = bY1^3 / 3 + bY2^3 / 3 + \eta A(d - Y1)^2 = 100 \times 7,71^3 / 3 + 100 \times 7,29^3 / 3 + 15 \times 4,32 \times (13,5 - 7,74)^2 = 30361,30 \text{ cm}^4$$

k-4 Calcul de la flèche :

$$F = l^3 / EI [Ql/8 + P/3] = 1,68^3 \times \frac{10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30361,30} \times (8,54 \times \frac{1,68}{8} + \frac{4,44}{3}) = 0,156$$

$$F_{adm} = L/250 = 168/250 = 0,672 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,156 \text{ cm} < F_{adm} = 0,672 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée}$$

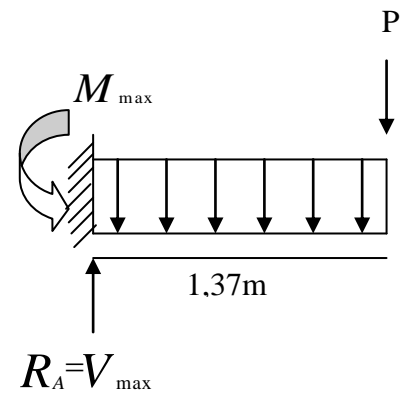
IV-4-6 Détermination de l'effort agissant Type 3 :

a-Moments isostatique :

$$M_{max} = \frac{ql^2}{2} + P.L$$

$$M_{max} = \frac{12,05 \times (1,37)^2}{2} + 6,72(1,37)$$

$$M_{max} = 20,51 \text{ KN.m}$$

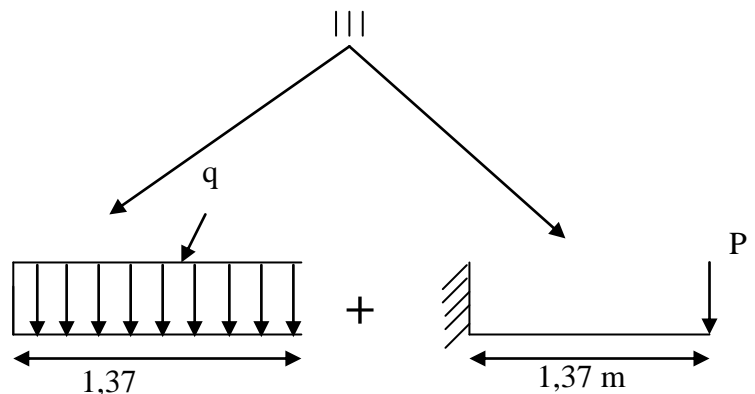


b-Effort tranchant

$$R_A = V_{max} = ql + P$$

$$\Rightarrow V_{max} = 12,05 \times 1,37 + 6,72$$

$$V_{max} = 23,22 \text{ kN}$$



IV-4-7 Ferrailage**a-Moments réduit :**

$$M_{max} = 20,51 \text{ KN.m}; d = 0,9h = 0,9 \times 15 \text{ cm} = 13,5 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{20,51 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,079 < \mu_L \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\mu = 0,079 \Rightarrow \beta = 0,958,$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{20,51 \times 10^3}{348 \times 13,5 \times 0,958} = 4,55 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T12** avec : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $ST = 20 \text{ cm}$

b-Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **3φ10** = $2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $ST = 33 \text{ cm}$

c-Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \frac{b \times d \times f_{t28} \times 0,23}{f_e} = \frac{100 \times 13,5 \times 2,1 \times 0,23}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,63 \text{ cm}^2$ condition Vérifiée.

d-contrainte de cisaillement :

$$V_{max} = 23,22 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{23,22 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,172 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,10f_{c28}, 5 \text{ Mpa}\} = 2,5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,172 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

« Pas de risque de cisaillement ».

e-Vérification de la contrainte d'adhérence τ pour l'entraînement des Barres.

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{23,22 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 3,77 \times 10^2} = 1,01 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 5$

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$$\mu = \mu = 2 \times 3,14 \frac{12}{2} = 3,77 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = 1,01 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

f-Vérification de la Vérification des contraintes à l'E.L.S' :

$$M_{ser} = 14,09 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

g-Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 46,2y - 623,7 = 0 \Rightarrow y = 3,09 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

h-Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,09^3}{3} + 15 \times 3,08(13,5 - 3,09)^2 = 5990,06 \text{ cm}^4$$

i-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{14,09 \times 10^3}{5990,06} 3,09 = 7,26 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

j-Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$$\eta : \text{coefficient de fissuration pour HA } \Phi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I}(d - y) = 15 \times \frac{14,09 \times 10^2}{5990,06} \times (13,5 - 3,09) = 36,73 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 36,73 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

k- Vérification de la flèche :

k-1 Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :

$$F = F1 + F2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \quad \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \quad \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{array} \right.$$

k-2 Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = Y_i \Sigma A_i / \Sigma A_i = ((b \times h)h/2) + (\eta \times A_s \times d) / (b \times h) + (\eta \times A_s) = (100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,08 \times 13,50) / (100 \times 15) + (15 \times 3,08) = 7,71 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,69 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,31 \text{ cm}$$

k-3 Calcul du moment d'inertie :

$$I = bY_1^3/3 + bY_2^3/3 + \eta A(d - Y_1)^2 = 100 \times 7,69^3/3 + 100 \times 7,31^3/3 + 15 \times 3,08 \times (13,5 - 7,69)^2 = 29738,69 \text{ cm}^4$$

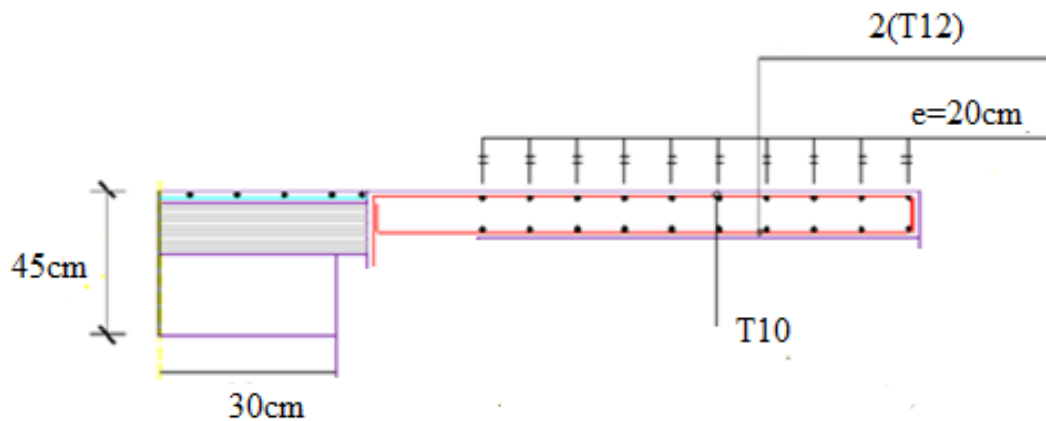
k-4 Calcul de la flèche :

$$F = l^3/EI[Ql/8 + P/3] = 1,37^3 \times \frac{10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29738,69} \times (8,54 \times \frac{1,37}{8} + \frac{4,44}{3}) = 0,079 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/250 = 137/250 = 0,548 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,079 \text{ cm} < F_{adm} = 0,548 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

Figure IV-13-: schéma de ferrailage du balcon

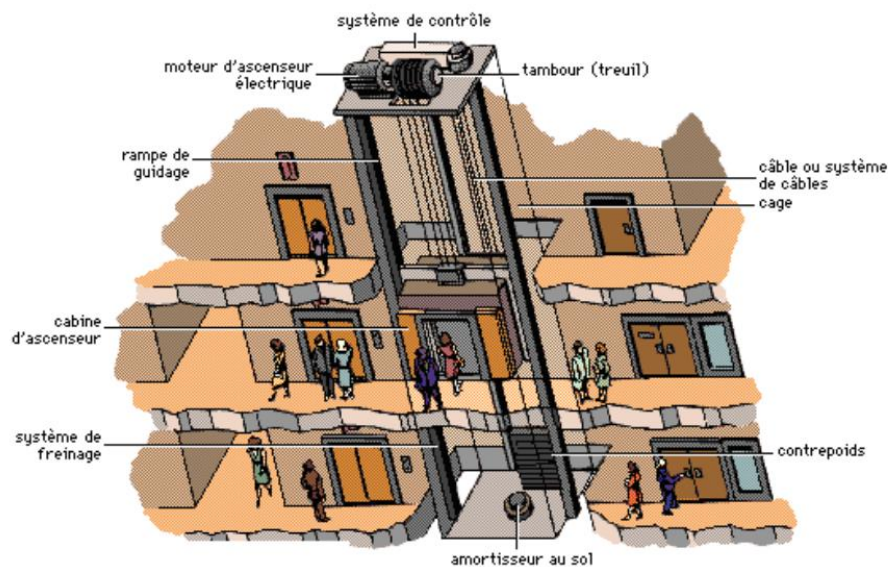


IV-5-L'ascenseur:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique, le contre poids, les câbles).

Figure IV-14- Ascenseur dans un bâtiment.



IV-5-1 L'étude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- ✓ le treuil de levage et sa poulie
- ✓ la cabine ou la benne
- ✓ le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m « Poids mort » :Le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : La charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes, d'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22) :

- Largeur de la cabine : 1,58 m
- Longueur de la cabine : 1,86 m
- Hauteur : 2,40m
- La largeur de passage libre : 0,90 m
- La hauteur de passage libre : 2,00 m
- La hauteur de la course : 30,6 m
- La surface latérale : $S = ((2 \times 1,86) + 1,58) \times 2,4 = 12,72 \text{ m}^2$,

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA , donc on prend une épaisseur de 15 cm.

Tableau IV-3-Poids mort de l'ascenseur .

Poids de la cabine : $S=(2 \times 1,86)+1,58) \times 2,4=12,72 \text{ m}^2$	$M_1=11,5 \times 12,72 \times 2=292,56 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S=1,58 \times 2,4=3,79 \text{ m}^2$	$M_2=110 \times 3,79=416,9 \text{ kg}$
Poids du toit	$M_3=20 \times 3,79=75,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade	$M_4=60+(80 \times 2)=220 \text{ kg}$
Poids de parachute	$M_5=50 \text{ kg}$
Poids des accessoires	$M_6=80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage	$M_7=2 \times 30=60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S=2 \times 0,9=1,8 \text{ m}^2$	$M_8=80+(1,8 \times 25)=125 \text{ kg}$

✓ Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1320,26 \text{ kg}$

✓ Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1320,26 + \frac{675}{2} = 1657,76 \text{ kg}$

IV-5-2 Calcul des charges totales esq_u :

a) Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75,1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons ;

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble,

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M_g = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1320,26) = 23943,12 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{23943,12}{0,85} = 28168,37 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de $d=12,22 \text{ m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{28168,37}{8152 \times 2} = 1,72$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

b) Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 30,6 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 30,6 = 31,52 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1320,26 + 31,52 = 2026,78 \text{ kg}$$

c) Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{28168,37}{2026,78} = 13,9 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1320,26 + 1657,76 + 1200 + 31,52 = 4209,54 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6695,38 \text{ kg}$$

III-5-3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se pincer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyée sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6695,38 \text{ kg}$

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6695,38}{4} = 1673,84 \text{ kg/ m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A,5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuilletmoyen,

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$,

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

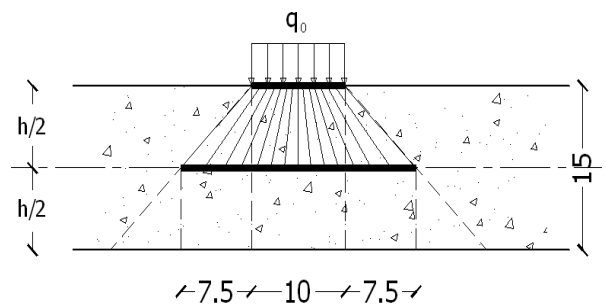
$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1673,84 \text{ kg}$$

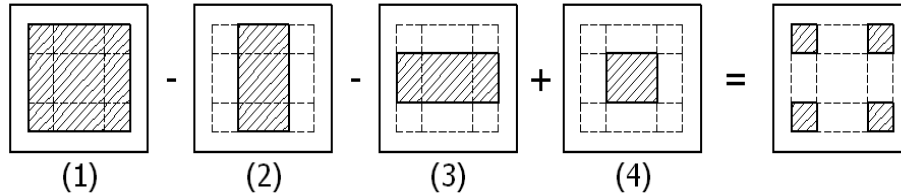
Il n y a pas de risque de poinçonnement,

Figure-IV-15-Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.



III-4-4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

Figure-IV-16-Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.



b- Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

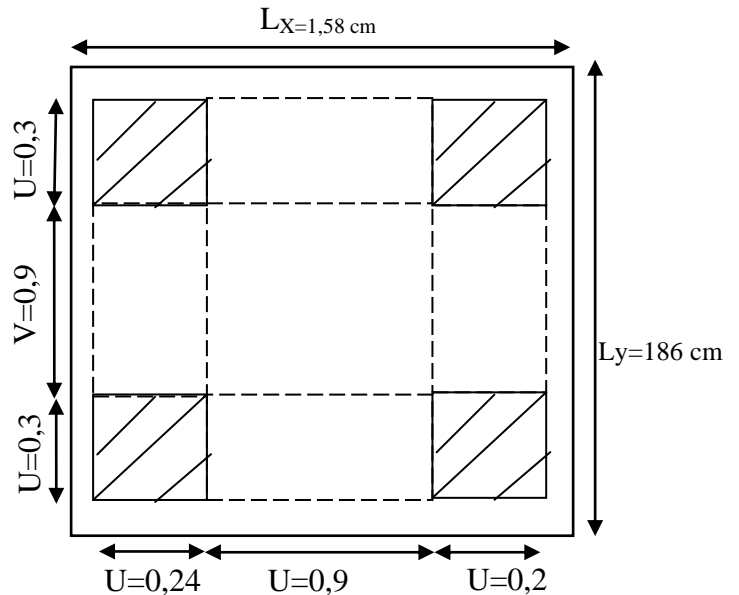
3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

Figure IV-17-Dessin montrant la concentration des charges



c- Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson,

A l'E.L.U ($\nu = 0$):

$$M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25×25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6695,38}{0,25^2} = 107126,08 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,58 \text{ m}$ et $L_y = 1,86 \text{ m}$,

Tableau-IV-4-Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangl e	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m^2)	P'	P=P'.S	M_x	M_y
						(Kg/m^2)	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	0,76	0,64	0,07	0,05	1,44	107126,08	154261,5	11106,8	8792,9
			2	7					5
2	0,44	0,64	0,09	0,07	0,84	107126,08	89985,91	8818,62	6568,9
			8	3					
3	0,76	0,38	0,08	0,07	0,84	107126,08	89985,91	7468,83	6658,9
			3	4					
4	0,44	0,38	0,11	0,09	0,49	107126,08	52491,78	6194,03	5144,1
			8	8					

d--Les moments dus aux charges concentrées :

$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1013,41 \text{ kg, m}$

Figure-IV-18-Moments de la dalle

$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 709,17 \text{ kg, m}$

e-Moments dus aux charges réparties :

e-1 Chargement :

$L_x = 1,58 \text{ m}$

$L_y = 1,86 \text{ m}$

$h_0 = 15 \text{ cm}$

Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg} / \text{m}^2$

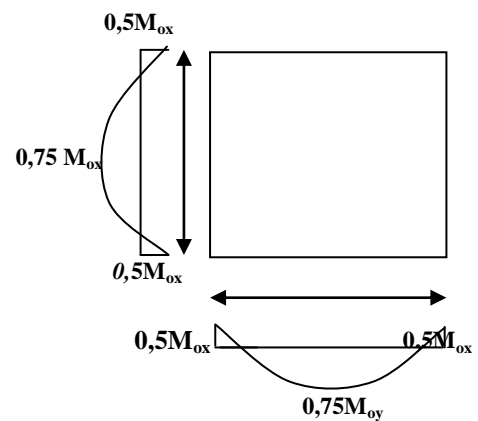
Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg} / \text{m}^2$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg} / \text{m}^2$,

e-2 Sollicitations :

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{158}{186} = 0,85 > 0.4$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$



$$\alpha = 0,85 \rightarrow \mu_x = 0,0506 \text{ et } \mu_y = 0,6864$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 82,9 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = 56,9 \text{ kg.m}$$

e-3 Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1013,41 + 82,9 = 1096,31 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 709,17 + 56,9 = 766,07 \text{ kg.m}$$

e-4 Les moments retenus sont :

a) En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 822,23 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 574,55 \text{ kg.m}$$

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 548,15 \text{ kg.m}$$

IV-5-5-Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

a) En travée :

a-1) Sens L_x :

✓ Le moment ultime :

$$M_{tx} = 822,23 \text{ kg.m} = 8220,23 \text{ N.m}$$

✓ Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8220,23}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,032 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,984$

✓ La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8220,23}{0,984 \times 13,5 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a-2) Sens L_y :

✓ Le moment ultime :

$$M_{ty} = 574,55 \text{ kg.m} = 5740,55 \text{ N.m}$$

✓ Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5740,55}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,989$

✓ La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5740,55}{0,989 \times 13,5 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

✓ Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 548,15 \text{ kg.m} = 5480,15 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5480,15}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,02 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,990$

✓ La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5480,15}{0,990 \times 13,5 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,85$, on peut appliquer la formule suivante :

❖ **Sens L_y :**

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

❖ **Sens L_x :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,85}{2} \right) = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d-Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

❖ **a-1) Sens L_x :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p, m} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Sens L_y :**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T8p, m = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T8 p, m = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e-Armatures transversales :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_v \rightarrow \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u \rightarrow \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656,25 \times 10 \times \frac{1,58}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,85}{2}} = 3638,1N = 3,6 \text{ KN}$$

$$V_y = 656,25 \times 10 \times \frac{1,58}{3} = 3456,25N = 3,4kN$$

$$V_x > V_y$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{6695,38 \times 10}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 89271,73N = 89,27 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P_0}{3u} = \frac{6695,38 \times 10}{3 \times 0,25} = 89271,73N = 89,27 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 3,6 + 89,27 = 92,89kN \rightarrow \text{Sens } L_x$$

$$V_{tot} = V_y + V_u = 3,4 + 89,27 = 92,67 \text{ kN} \rightarrow \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u\text{ tot}} = \max(V_{u\text{ tot } x} ; V_{u\text{ tot } y}) = 92,89 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \times d} = \frac{92,89 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,69 \text{ MPa}$$

15 cm ≤ h₀ = 15 cm ≤ 30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

IV-5-6- Les vérification à l'E.L.S :

a-Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } \nu = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a\text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a\text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4209,54 + 675) \frac{1}{4} = 1221,13 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1221,13}{0,25^2} = 19538,08 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 19538,08 \times \text{surface}$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : L_x = 1.58 m et L_y = 1.86 m

Tableau-IV-5-Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface	P'ser=q _{ser} .S'	M _x	M _y
(1)	0,76	0,64	0,072	0,057	1,44	28134,83	2346,44	2008,83
(2)	0,44	0,64	0,098	0,073	0,84	16411,99	1847,99	1519,75
(3)	0,76	0,38	0,083	0,074	0,84	16411,99	1605,09	1486,93
(4)	0,44	0,38	0,118	0,098	0,49	9573,66	1317,33	1164,16

b-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 210,69 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 166,31 \text{ kg. m}$$

c-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

✓ Chargement :

$$L_x = 1.58 \text{ m et } L_y = 1.86 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

✓ Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$

✓ Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

✓ Charge ultime : $q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$

d-Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.58}{1.86} = 0,85$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$\alpha = 0,85 \Rightarrow \mu_x = 0,0576 \text{ et } \mu_y = 0,7794 \text{ (Tirée de l'abaques).}$

Donc : $M_{0xr} = 68,30 \text{ kg. m et } M_{0yr} = 53,23 \text{ kg. m}$

e-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 278,99 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 219,54 \text{ kg. m}$$

f-Les moments retenus :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 209,24 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 14,65 \text{ kg. m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 104,62 \text{ kg. m}$$

g-Vérification des contraintes dans le béton :

❖ **Suivant L_x :**

En travée :

$$M_{tx} = 2092,4 \text{ N. m ; } A_{tx} = 0,44 \text{ cm}^2 / \text{ml ; } A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

1- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 6,6y - 89,1 = 0 \rightarrow y = 1,27 \text{ cm}$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,27^3}{3} + (15 \times 0,44 \times (13,5 - 1,27)^2) \\ = 1055,46 \text{ cm}^4$$

3- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2092,4}{1055,46} \times 1,27 = 2,52 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,52 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables .

Sur appuis :

$$M_a = 1046,2 \text{ N.m} ; A_a = 0,33 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0$$

1- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 4,95y - 66,82 = 0 \rightarrow y = 1,11 \text{ cm}$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,11^3}{3} + (15 \times 0,33 \times (13,5 - 1,1)^2) = 806,7 \text{ cm}^4$$

3- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1046,2}{806,7} \times 1,1 = 1,42 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,42 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

✓ **Suivant L_y :**

En travée :

$$M_{ty} = 1646,5 \text{ N.m} ; A_{ty} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

1-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 5,25y - 70,87 = 0 \rightarrow y = 1,14 \text{ cm}$$

2- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,14^3}{3} + (15 \times 0,35 \times (13,5 - 1,14)^2) = 851,42 \text{ cm}^4$$

3- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1646,5}{851,42} \times 1,14 = 2,20 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,20 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

IV-5-7 Disposition du ferrailage :

1-Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

$$\text{On a : } f_e 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa,}$$

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

2-Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

3-Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max(L_s ; 0,2 L_x) = \max(32 \text{ cm} ; 31,6 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 16 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

4-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 cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{158}{10} = 15,8 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêt des barres et 25cm

5-Armatures finales :

a) Suivant L_x :

$$A_t = 1,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T8 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T8 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Suivant L_y :

$$A_t = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T8 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T8 \text{ p. m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

IV-5-8-Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$,

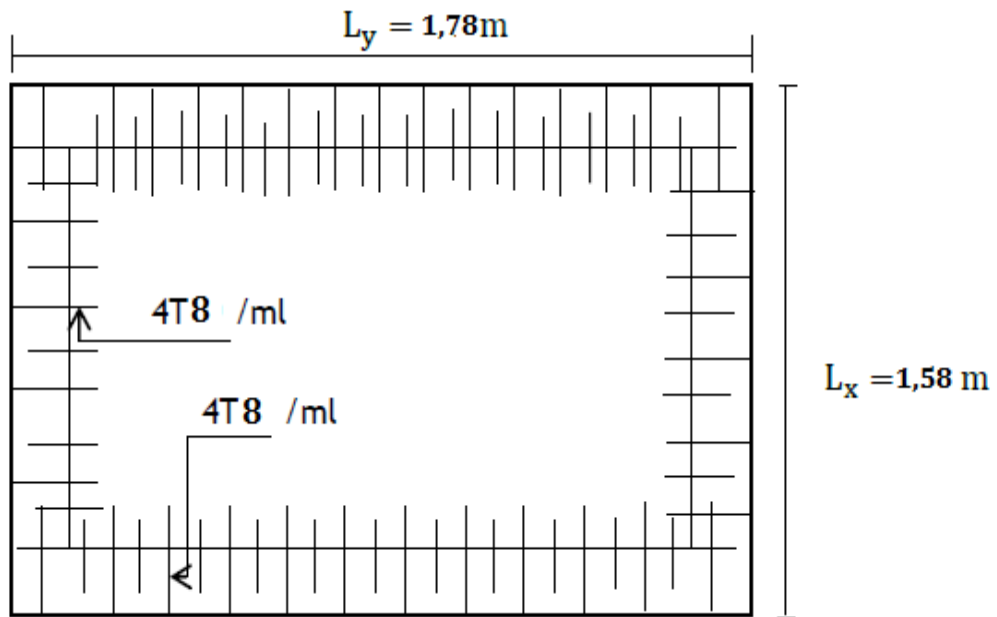
Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

Figure IV- 19- : Ferrailage inférieur et supérieur de la dalle de l'ascenseur



CHAPITRE V
ETUDE SISMIQUE

V-1 Introduction :

Le nord de l'Algérie est une zone d'activité sismique élevée, les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

V-2 Etude dynamique:

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis de différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela l'utilisation des méthodes numériques est devenue indispensable.

L'utilisation de logiciel de calcul par élément finis **ETABS** avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propre d'une structure donnée.

V-3 Présentation du programme ETABS:

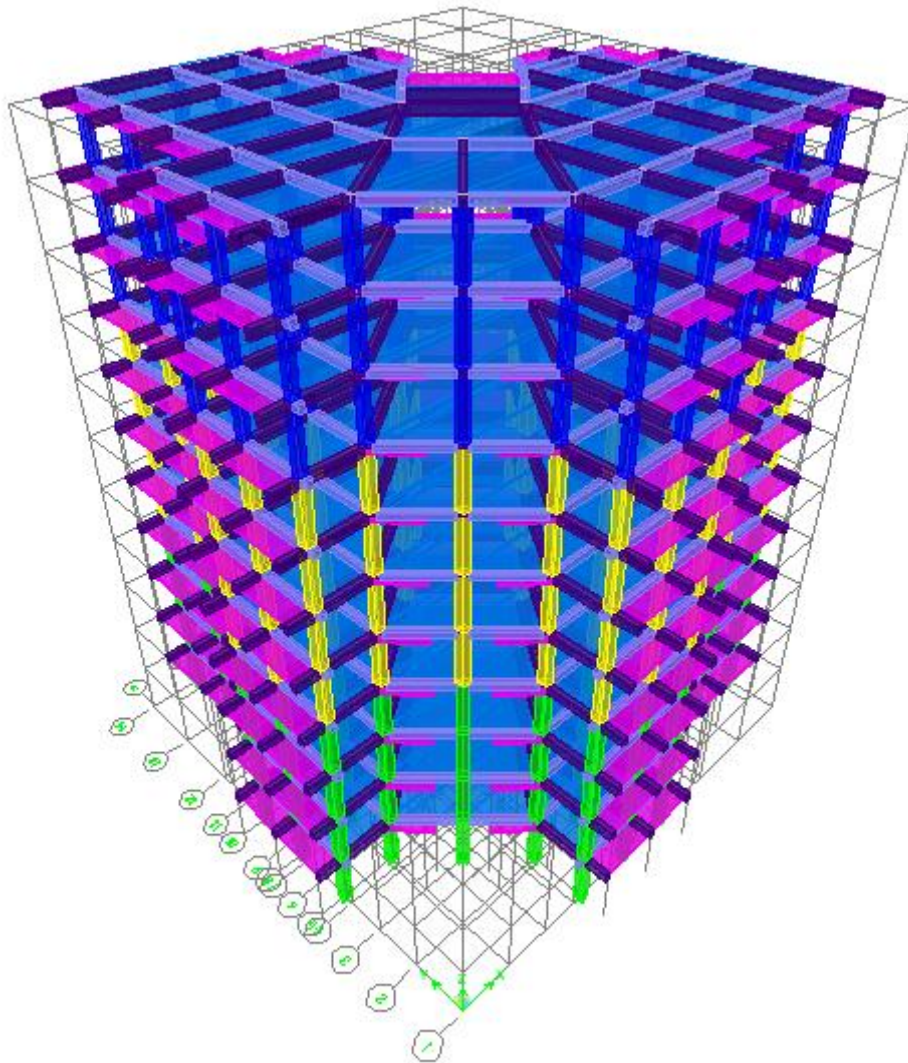
ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration,...etc.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **ETABS** version 9.7.4

Figure V-1-: Vue de la structure en 3DMode



V-4 Méthode du calcul :

L'étude parasismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- 1- Méthode d'analyse modale spectrale.
- 2- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- 3- Méthode statique équivalente.

V- 4-1 Méthode statique équivalente:**Principe:**

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec $H \leq 65$ en Zone I et IIa
- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a)

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque:

Notre structure ne satisfait pas les conditions.

V-4-2 Méthode d'analyse modale spectrale:

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximaux 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-4-3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme:

nécessite l'intervention d'un personnel qualifié

Conclusion:

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le **RPA** pour pouvoir étudier la méthode statique équivalente, alors le calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

V-5- le choix de la méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Fonction...) Pour notre cas, on a choisi « Response Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode 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).
- Seuls 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 massique soit au moins égale à 90%.

► Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1.3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1/(1 - \theta_k)$;
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \overline{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\overline{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel **ETABS** (v9.7.4) peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V-6-Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V-6-1 Spectre de réponse de calcul :

V-6-1-1 Détermination des paramètres du spectre de réponse:

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

► Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

A: Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont révisées comme suit :

Tableau V-1-: Coefficient d'accélération de zone « A ».

Groupe	Zone			
	I	Ia	Iib	III
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,10	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (III) avec un groupe d'usage 2 (ouvrages courants et d'importance moyenne), Donc $A = 0,25$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau V-2- : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Critère « q »	p_q	
	Observé	N /Observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10
$\sum p_q$	0,15	
Q	1,15	

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le Tableau (4.3) du RPA 2003 en fonction du système de contreventement, dans ce cas $R = 4$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau(4.2)du RPA 2003.

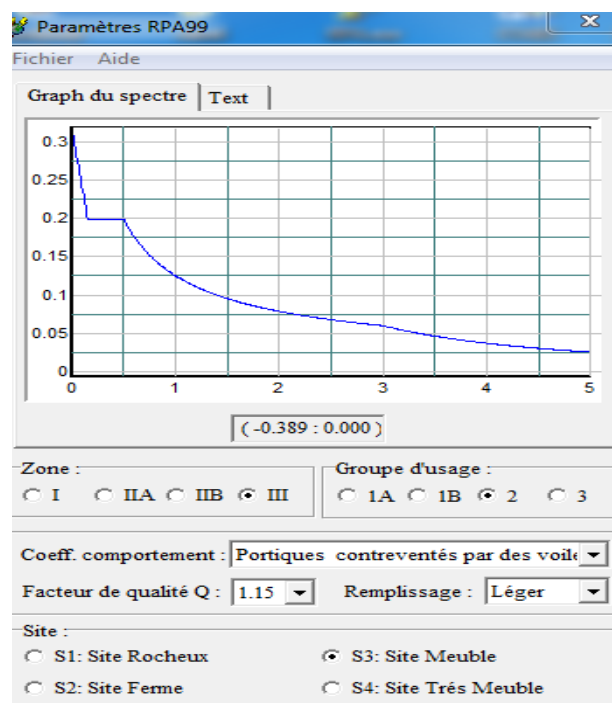
Tableau V-3-: Pourcentage d'amortissement critique.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Portiques en béton armé, remplissage Léger $\rightarrow \xi = 6\%$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0,93$

Portiques **Figure V-2- :** Spectre de réponse.



➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t \times h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 31.2\text{m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **tableau (4.6) du RPA 2003**.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 31.2^{3/4} = 0.66\text{sec}$$

➤ **Le facteur d'amplification dynamique moyen "D" :**

Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Tableau V-4- Valeurs de T1 et T2.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(Sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(Sec)}	0,3	0,4	0,5	0,7

→ Sol meuble ⇒ Site 3

$$\text{donc : } \begin{cases} T_1 = 0,15\text{sec} \\ T_2 = 0,5\text{sec} \end{cases}$$

On a: $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0.66 \leq 3$

$$\rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.93 \times \left(\frac{0.5}{0.66}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.9$$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation,

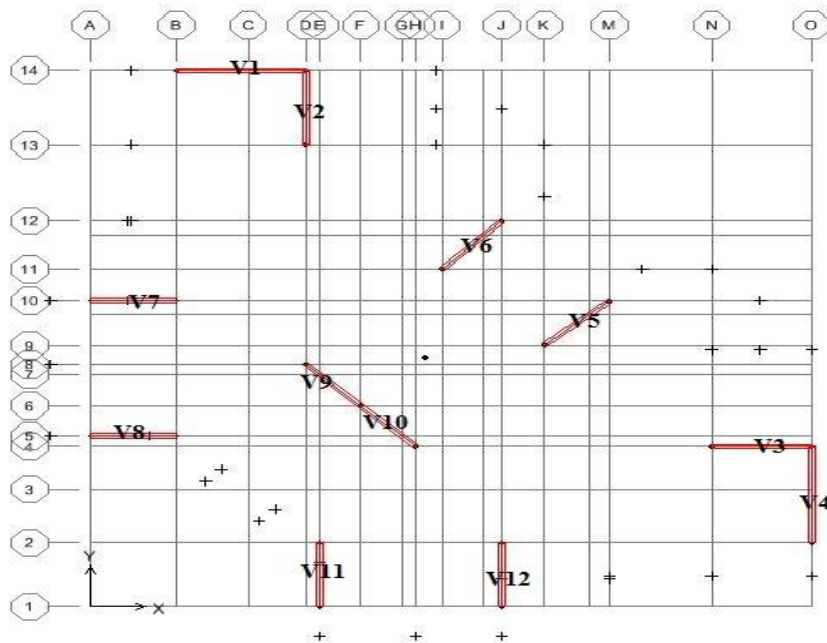
Tableau V-5-Coefficient B

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,2
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,3
	Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	0,4
3	Entrepôts, hangars	0,5
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
2	Autre locaux non visés ci-dessus	0,6

➤ Pour notre cas $\beta = 0,20$

► **Préparation des données de ETABS**

Figure V-3 :-la disposition des voiles



La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau i de la structure. D'après le (RPA 99/v.2003) le poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = WG + \beta WQ \quad (4-5)$$

•**WG** : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

•**WQ** : Charges d'exploitation

Par conséquent, le bâtiment sera représenté par le système suivant

Tableau V-6- : le poids de la structure

Etage	Poids
11	456.001173
10	428.109381
9	456.001173
8	456.001173
7	448.005042
6	441.213579
5	441.213579
4	441.213579
3	434.058165
2	428.109381
1	389.64339
Σ	4819.56962

V-7 Vérification des conditions du règlement parasismique algérien :

V-7-1 Vérification des facteurs de participation massique :

Tableau V-7-:facteur de participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
12	0.841681	39.2762	28.3519	39.2762	28.3519
11	0.836049	9.5755	20.4253	48.8517	48.7772
10	0.636942	19.3207	19.4	68.1724	68.1772
9	0.221201	3.7218	3.3823	71.8942	71.5595
8	0.216147	8.3097	8.6699	80.2039	80.2293
7	0.157082	5.5286	5.5034	85.7325	85.7327
6	0.100782	1.4881	1.4218	87.2206	87.1545
5	0.096083	3.2692	3.3457	90.4898	90.5002
4	0.090982	0.0124	0.0081	90.5022	90.5083
3	0.090966	0.046	0.051	90.5482	90.5593
2	0.081047	0.0029	0.0047	90.5511	90.5641
1	0.08031	0.0134	0.0138	90.5645	90.5778

Sens transversal : $\Sigma\alpha_x = 90.4898 > 90\%$ Condition vérifiée.

Sens longitudinal : $\Sigma\alpha_y = 90.5002 > 90\%$ Condition vérifiée.

V-7-2 Vérification de la période fondamentale :

Tableau V-8-: Vérification $T_{dynamique} < 1,3 * T_{empirique}$

$T_{dynamique}$	$T_{empirique}$	$1,3 T_{empirique}$	$T_{dynamique} < 1,3 * T_{empirique}$
0.841681	0.66	0.858	Condition vérifiée

V-7-3 Vérification des forces sismiques :

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 du RPA99/Version200

Tableau V-7-: Vérification de la force sismique à la base

	$V_{dynamique}$	$V_{statique}$	$80\% V_{statique}$	$0,8 V_{sta} < V_{dyn}$
Sens X-X	593,49	668.564673	534.851738	Condition vérifiée
Sens Y-Y	580,48	668.564673	534.851738	Condition vérifiée

V-7-4 les déplacements latéraux inter-étage :

Selon le RPA99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages, les formules ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek} \text{ avec :}$$

- **R** : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta_k}$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

Tableau V-10- : Vérification de déplacements inter-étages suivant x

Niv.	h_e	1% h_e	U_x	R	RU_x	Δ_k	1% $h_e \geq \Delta_k$
11	3.06	0.0306	0.022	4	0.088	0.0088	Condition vérifiée
10	3.06	0.0306	0.0198	4	0.0792	0.0088	Condition vérifiée
9	3.06	0.0306	0.0176	4	0.0704	0.0096	Condition vérifiée
8	3.06	0.0306	0.0152	4	0.0608	0.0096	Condition vérifiée
7	3.06	0.0306	0.0128	4	0.0512	0.01	Condition vérifiée
6	3.06	0.0306	0.0103	4	0.0412	0.0096	Condition vérifiée
5	3.06	0.0306	0.0079	4	0.0316	0.0092	Condition vérifiée
4	3.06	0.0306	0.0056	4	0.0224	0.0084	Condition vérifiée
3	3.06	0.0306	0.0035	4	0.014	0.0068	Condition vérifiée
2	3.06	0.0306	0.0018	4	0.0072	0.0048	Condition vérifiée
1	3.06	0.0306	0.0006	4	0.0024	0.0024	Condition vérifiée

Tableau V-11-: Vérification de déplacements inter-étages suivant y

Niv.	h_e	1% h_e	U_y	R	RU_y	Δ_k	1% $h_e \geq \Delta_k$
11	3.06	0.0306	0.0191	4	0.0764	0.0072	Condition vérifiée
10	3.06	0.0306	0.0173	4	0.0692	0.008	Condition vérifiée
9	3.06	0.0306	0.0153	4	0.0612	0.0084	Condition vérifiée
8	3.06	0.0306	0.0132	4	0.0528	0.0084	Condition vérifiée
7	3.06	0.0306	0.0111	4	0.0444	0.0084	Condition vérifiée
6	3.06	0.0306	0.009	4	0.036	0.0084	Condition vérifiée
5	3.06	0.0306	0.0069	4	0.0276	0.008	Condition vérifiée
4	3.06	0.0306	0.0049	4	0.0196	0.0072	Condition vérifiée
3	3.06	0.0306	0.0031	4	0.0124	0.006	Condition vérifiée
2	3.06	0.0306	0.0016	4	0.0064	0.0044	Condition vérifiée
1	3.06	0.0306	0.0005	4	0.002	0.002	Condition vérifiée

V-7-5 justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Selon le RPA99/Version2003(l'article 5.9), les effets de deuxième ordre (ou l'effet de **P- Δ**) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Tableau V-12-: Vérification L'effet **P- Δ** suivant X

Niv.	h_k	Δ_k	P_k	V_k	Θ	$\theta < 0,1$
11	3.06	0.0088	456.001173	66.29	0.01978241	Condition vérifiée
10	3.06	0.0088	884.110554	123.08	0.02065762	Condition vérifiée
9	3.06	0.0096	1340.11173	167.42	0.02511213	Condition vérifiée
8	3.06	0.0096	1796.1129	204.77	0.02751802	Condition vérifiée
7	3.06	0.01	2244.11794	237.4	0.03089182	Condition vérifiée
6	3.06	0.0096	2685.33152	265.1	0.03177884	Condition vérifiée
5	3.06	0.0092	3126.5451	288.06	0.03263233	Condition vérifiée
4	3.06	0.0084	3567.75868	307.28	0.03187271	Condition vérifiée
3	3.06	0.0068	4001.81684	322.69	0.02755873	Condition vérifiée
2	3.06	0.0048	4429.92623	332.78	0.02088137	Condition vérifiée
1	3.06	0.0024	4819.56962	336.78	0.01122411	Condition vérifiée

Tableau V-13- : Vérification L'effet **P- Δ** suivant Ey

Niv.	h_k	Δ_k	P_k	V_k	Θ	$\theta < 0,1$
11	3.06	0.0072	456.001173	61.97	0.01731393	Condition vérifiée
10	3.06	0.008	884.110554	113.71	0.02032715	Condition vérifiée
9	3.06	0.0084	1340.11173	152.95	0.0240519	Condition vérifiée
8	3.06	0.0084	1796.1129	185.27	0.02661254	Condition vérifiée
7	3.06	0.0084	2244.11794	213.87	0.02880406	Condition vérifiée
6	3.06	0.0084	2685.33152	238.56	0.03089998	Condition vérifiée
5	3.06	0.008	3126.5451	259.63	0.03148316	Condition vérifiée
4	3.06	0.0072	3567.75868	277.79	0.03021969	Condition vérifiée
3	3.06	0.006	4001.81684	292.95	0.02678512	Condition vérifiée
2	3.06	0.0044	4429.92623	303.19	0.02100936	Condition vérifiée
1	3.06	0.002	4819.56962	307.34	0.01024938	Condition vérifiée

$\theta < 0,1$ Donc l'effet **P- Δ** est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale

V-7-6 Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes rigides dans leur plan, le RPA99/Version2003(art4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

► L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_G - Y_{ct}|$$

Tableau V-14- : Vérification de l'excentricité suivant Ex

N	XCM	XCR	CM-CR	5%Lx
11	11.508	13.035	1.527	0.11491
10	11.51	13.187	1.677	0.103725
9	11.508	13.427	1.919	0.103725
8	11.508	13.599	2.091	0.103716
7	11.508	13.644	2.136	0.103707
6	11.509	13.617	2.108	0.103707
5	11.509	13.548	2.039	0.103707
4	11.509	13.459	1.95	0.103698
3	11.509	13.363	1.854	0.103689
2	11.51	13.269	1.759	0.103689
1	11.455	13.13	1.675	0.103689

Tableau V-15-: Vérification de l'excentricité suivant E

N	YCM	YCR	CM-CR	5%Ly
11	11.519	13.042	1.523	0.11491
10	11.522	13.196	1.674	0.11508
9	11.519	13.434	1.915	0.103626
8	11.519	13.606	2.087	0.11516
7	11.52	13.651	2.131	0.103662
6	11.52	13.625	2.105	0.103671
5	11.52	13.556	2.036	0.103671
4	11.52	13.467	1.947	0.10368
3	11.521	13.371	1.85	0.10368
2	11.522	13.278	1.756	0.10368
1	11.473	13.138	1.665	0.10368

V-8 conclusion :

L'étude du comportement de la structure contreventée par des voiles sous l'action sismique a assuré un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme.

CHAPITRE VI
ETUDE DES PORTIQUES

VI-1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI-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)

$$\blacksquare 1.35 G + 1.5 Q$$

- Sollicitation du 2^{ème} genre [RPA 99 (version 2003)]

$$\blacksquare \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

VII-3 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^{ème} genre

- Sollicitation du 1^{er} genre $\begin{cases} Sp_1=1.35G+1.5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp_1} \\ Sp_2=0.8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp_2} \end{cases}$

- Sollicitation du 2^{ème} genre

$$SP_2=G+Q \pm E.$$

➤ Si $M_{sp_2}/M_{sp_1} < 1.15$ on détermine les armatures sous Sp_1

➤ Si $M_{sp_2}/M_{sp_1} > 1.15$ on détermine les armatures sous Sp_2 .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.}$

$$\gamma_b = 1.15 \Rightarrow \sigma_b = 18.48 \text{ Mpa}$$

Pour les autres cas : $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

$$\gamma_b = 1.5 \Rightarrow \sigma_b = 14.16 \text{ Mpa}$$

❖ Les armatures minimales des poutres

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

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0.9\% \text{ bht}$.
- Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% \text{ bht}$. (Zone courante)
 $A_{max2} = 6\% \text{ bht}$. (Zone de recouvrement)

VI-4 poutre principale (30x45) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0.5\% \text{ b.ht} = 0.5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% \text{ b.ht} = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% \text{ b.ht} = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

➤ **Poutres principales (30x45) :**

Tableau VI-1- : Moments max des poutres principales.

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport M_{SP1}/M_{SP2}	Moments de calcul)	$T_{max} (t)$
		$M_{SP1} (ELU)$	$M_{SP2} (G+Q+E)$			
Terrasse	Appuis	7,86	11,95	0,65	7,86	6,1
	Travées	4,38	6,49	0,67	4,38	
RDC...9étage	Appuis	8,08	13,22	0,61	8,08	6,14
	Travées	3,89	9,81	0,34	3,39	

VI-4-1 Exemple de calcul :(Poutres principales RDC9ème étage) :

- **En appuis :**
 $(Sp_1) \Rightarrow M_{tsp1} = 8,08 \text{ t.m}$
 $(Sp_2) \Rightarrow M_{tsp2} = 13,22 \text{ t.m}$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0.61 < 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=45\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t=40,5\text{ cm}$
- 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

Tableau VI-2-Calcul de la section d'armatures longitudinales en appuis

Moment ultime M_u	M_u	8,08(t.m)	$\mu=0,116 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprim
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times \sigma_{bc})$	0,116	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0.392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0,938$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,11 cm²	

- **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 3,89\text{t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 9,81\text{t.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,34 < 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous (Sp}_1\text{)}$$

Tableau VI-3-Calcul de la section d'armatures longitudinales en travée

Moment ultime M_u	M_u	3,89(t.m)	$\mu=0.055 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times \sigma_{bc})$	0,055	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0.392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0.971$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,84 cm²	

Tableau VI-4-: Ferrailage d'armatures longitudinales

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	7,86	11,95	7,86	6,75	5,93	3T14+2T14=7,7
	Travée	4,38	6,49	4,38		3,21	3T14+2T12=6,88
RDC..9e me étage	Appuis	8,08	13,22	8,08	6,75	6,11	3T14+2T14=7,7
	Travée	3,89	9,81	3,89		2,84	3T14+3T12=6,88

VI-4-2 Les vérifications :

❖ **Sens longitudinal :** « poutre principale (30x45) cm²»

a-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bxdf t28/fe = 0.23x30x40,5x2.1/400 = 1,46cm^2.$$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

(ELS) :

b-Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 6,14t.$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{6,14x10^{-2}}{0.30x0.405} = 0,50MPa$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,50MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa$condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

c-Calcul les armatures transversales :

c-1-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (12,86 ; 30;14)$$

$\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

c-2-Calcul de L'espace :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \quad St = 30 \text{ cm} \\ St \leq \min (36,45; 40\text{cm}) \end{array} \right.$$

- Zone nodale:

$$St \leq \min (h/4; 12\Phi_l ; 30)$$

$$St \leq \min (11,25 ; 16,8 ; 30)$$

$St = 10 \text{ cm}$

- Zone courante:

$$St \leq h/2 = 22,5\text{cm} \text{ donc } St = 15\text{cm}$$

c-3-La section des armatures transversales

$$\frac{At}{b \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

$$F_e E = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \frac{At}{S_t} \geq \frac{(0,50 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot 235 / 1,15} = -0,021 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

c-4-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) \longleftrightarrow \frac{At \times f_e}{b \times S_t} \geq \max (0,25; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,40 \times b}{f_e} = \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,051 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'ou : A_t \geq 0.051 \times 15 = 0,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

d-Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{User} = T / (0,9 \times d \times \mu \times n) \leq \bar{\tau}_{User} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant « max » T = 6,14 t

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 3$

μ : Périmètre d'armature tendu ; $\mu = \pi \times \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{User} = 6,14 \times 10^{-2} / (0,9 \times 40,5 \times 4,39 \times 3 \times 10^{-2}) = 0,012 \text{ MPa}$$

e-Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec :

Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,83) = 49,46 \text{ cm}$$

$$r = 5,5 \Phi_1 = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

h-Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 40,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 29,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1,81 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 29,1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 1,87 \text{ cm}$$

i-La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III .

$\Phi = 1,4\text{cm} \rightarrow l = 70 \text{ cm}$

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 60 \text{ cm}$

f- Vérification de la flèche :

$M_{t\text{ser(max)}} = 2,82 \text{ t.m ;}$

$M_0 = (G + Q) \times l^2 / 8 \rightarrow \text{(a l'ELS)}$

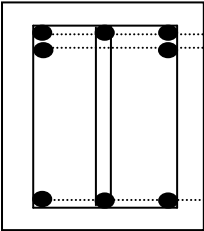
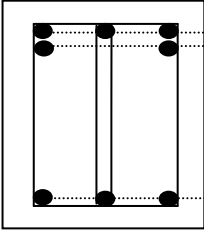
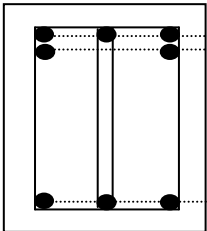
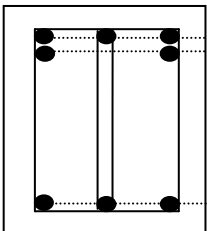
$A_s = 2,04 \text{ cm}^2$

$M_0 = (8,44 + 1.5) \times (5,54^2) / 8 = 3,813 \text{ t.m}$

- $\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 45/554 = 0,081 > 0,06 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/L > M_t / 10M_0 \Leftrightarrow 0,073 > 0,081 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 4,2 / f_e \Rightarrow 0,001 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

Figure VI-1-Dessin de ferrailage des sections des poutres principale

Niveaux	En appuis	En travées
Terrasse	 <p>3T14 fil 2T14 3T14</p>	 <p>3T14 fil 2T12 3T14</p>
(R.D.C à 9 ^{eme})	 <p>3T14 fil 2T14 3T14</p>	 <p>3T14 fil 2T14 3T14</p>

VI-5 poutre secondaires (30x35) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0.5\%b.ht = 0.5 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

➤ **Poutres secondaires (30x35):****Tableau VI-5-: Moments max des poutres secondaires**

Etages	Position	Moments max (t.m)		Rapport M_{SP1}/M_{SP2}	Moments de calcul (t.m)	T_{max} (t)
		M_{SP1}	M_{SP2}			
Terrasse	Appuis	5,35	9,37	0,57	5,35	4,85
	Travées	2,57	7,36	0,34	2,57	
RDC...9étages	Appuis	5,50	13,22	0,41	5,05	4,96
	Travées	2,57	9,81	0,26	2,57	

VI-5-1 Exemple de calcul :(Poutres secondaires:(RDC9^{ème})• **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 5,50 \text{ t.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 13,22 \text{ t.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,41 < 1.15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t=35\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9 \times h_t=31,5\text{cm}$
- 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

Tableau VI-6-Calcul de la section d'armatures transversal en appuis

Moment ultime M_u	M_u	5,50 t.m	$\mu=0.130 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x \sigma_{bc})$	0.130	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0.392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0.930$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	5,39 cm²	

• En travée :

$(Sp_1) \Rightarrow M_{asp1} = 2,57 t.m$

$(Sp_2) \Rightarrow M_{asp2} = 9,81 t.m$

$\frac{M_{asp1}}{M_{asp2}} = 0,25 < 1.15$ donc le calcul se fait sous (Sp_1)

Tableau VI-7-Calcul de la section d'armatures transversal en travée

Moment ultime M_u	M_u	2,57 KN.m	$\mu=0.06 < \mu_l=0.392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b x d^2 x \sigma_{bc})$	0.060	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0.392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient β	$\beta = 0.969$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	2,41 cm²	

Tableau VI-8-: Ferrailage d'armatures transversal

Niveau	Section	Moments (t.m)		Moment de calcul	A min (cm)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
Terrasse	Appuis	5,35	9,39	5,35	5,25	5,24	3T12+2T12=5,65
	Travée	2,57	7,36	2,57		2,42	3T12+2T12=5,65
Tous les étages	Appuis	5,50	13,22	5,50	5,25	5,39	3T12+2T12=5,65
	Travée	2,57	9,81	2,57		2,41	3T12+2T12=5,65

VI-5-2 Les vérifications :

❖ **Poutre secondaire (30x35) cm² :** (RDC9étage)

➤ **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0.23 b x d x f_t / f_e = 0.23 x 30 x 31,5 x 2.1 / 400 = 1.14 cm^2.$

Adopté > Amin.....condition vérifiée.

(ELS) :

a-Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 4,96 t$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{4,96 \times 10^{-2}}{0.30 \times 0.315} = 0,52 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right); 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,52 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$condition vérifiée

Pas de risque du cisaillement

c-Calcul les armatures transversales :

c-1-Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 35 ; 12)$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

c-2-Calcul de L'espace :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \quad St \leq 25\text{cm} \\ St \leq \min (28,35; 40\text{cm}) \end{array} \right.$$

Zone nodale:

$$St \leq \min (h/4; 12\Phi_l; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (8,75 ; 14,4; 30\text{cm})$$

$$St = 8 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$St \leq h/4 = 8,75\text{cm} \text{ donc } St = 8 \text{ cm}$$

c-3-La section des armatures transversales

$$\frac{At}{b \times S_t} \times \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

$$F_c E = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,52 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 30}{0,9 \times 1 \times 235 / 1,15} = -0,017 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

c-4-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) \longleftrightarrow \frac{At \times fe}{b \times s_t} \geq \max (0,26; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,40 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,40 \times b}{fe} = \frac{0,40 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{De (1) (2)} \Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,16 \text{ cm, on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } A_t \geq 0,051 \times 15 = 0,76 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

d-Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{User} = T / (0,9 \times d \times \mu \times n) \leq \bar{\tau}_{User} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant « max » T=4,96 t

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 3$

μ : Périmètre d'armature tendu; $\mu = \pi \times \phi = 3,14 \times 1,2 = 3,76 \text{ cm}$

$$\tau_{User} = 4,96 \times 10^{-2} / (0,9 \times 31,5 \times 3,76 \times 3 \times 10^{-2}) = 0,015 \text{ MPa}$$

e-Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{MPa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec :

Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,2 \times 400 / (4 \times 2,83) = 42,40 \text{cm}$$

$$r = 5,5 \Phi_1 = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

f-Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 31,5 \text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2 \cdot 19r - L_2}{1.87}$$

$$\phi_L = 1.2 \text{cm} \quad ; \quad L_2 = 21,3 \text{cm} \quad ; \quad L_1 = 3,55 \text{cm}$$

i-La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III .

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \rightarrow l = 60 \text{cm}$$

f-Vérification de la flèche :

$$M_{t \text{ ser(max)}} = 1,88 \text{t.m}; \quad M_0 = (G + Q) \times l^2 / 8 \rightarrow \text{(a l'E.L.S)}$$

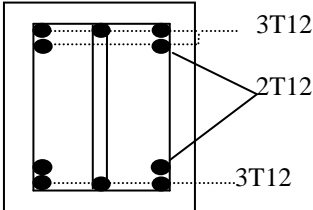
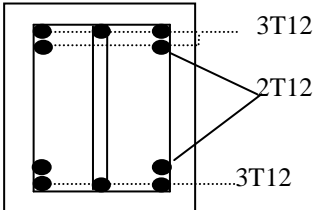
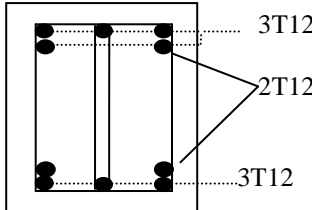
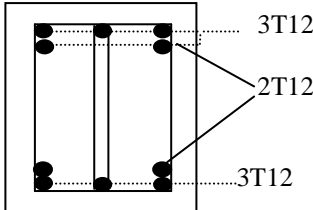
$$A_s = 1,75 \text{cm}^2$$

$$M_0 = (7,67 + 1.5) \times (3,7^2) / 8 = 1,569 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \Rightarrow 35/370 = 0,100 > 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ h/L > M_t / 10M_0 \Leftrightarrow 0,100 > 0,1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 4,2 / f_e \Rightarrow 0,001 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche.

Figure VI-2-Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaire

Niveaux	En appuis	En travées
Terrasse		
(R.D.C à 9 ^{eme})		

VI-6 Ferrailage des poteaux :**VI -7 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 :

$$- 1^{\text{er}} \text{Genre} : 1.35G + 1.5Q \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$[N_{\text{min}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\text{max}}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

$$- 2^{\text{eme}} \text{Genre} : 0.8G \pm E. \Rightarrow [N_{\text{max}}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Pour situation accidentelle : } \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18.48 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour les autres cas : } \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_b = 1.5 \Rightarrow \sigma_b = 14.16 \text{ Mpa}$$

VI-8 Ferrailage 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 0.9% (zone III)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ (zone III)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en (zone III).

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 seront mis dans un tableau

Tableau VI-9-: sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)

Famille de poteaux	$A_{min}=0.9 \% b.ht$	$A_{max1}=4\% b.ht$	$A_{max2}=6\% b.ht$
(50x50) cm ²	22,5 cm ²	100 cm ²	150 cm ²
(45x45) cm ²	18,22 cm ²	81	121,5 cm ²
(40x40) cm ²	14,4cm ²	64 cm ²	961cm ²

- Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI-10-: Sollicitations du premier genre

Etages		Type1 (50x50)cm ²	Type 2 (45x45) cm ²	Type 3 (40x40) cm ²
Combinaison				
A	N_{max}	200,04	121,12	49,29
	M_{cor}	0,96	2,19	2,03
B	N_{min}	56,78	23,75	2,61
	M_{cor}	0,028	0,05	0,064
C	M_{max}	3,29	3,87	4,051
	N_{cor}	128,1	60 ,66	13,93

- Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de t.m:

Tableau VI-11-: Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type1 (50x50)cm ²	Type 2 (45x45) cm ²	Type 3 (40x40) cm ²
Combinaison				
A	N_{max}	228,98	85,11	30,1
	M_{cor}	2,96	1,77	2,79
B	N_{min}	143,35	36,5	4,95
	M_{cor}	0,451	0,427	0,67
C	M_{max}	10,72	8,58	6,63
	N_{cor}	24,92	14,29	5,06

VI-8-1 Exemple de calcul : « poteau 50x50 »

- le poteau plus sollicité (50x50)cm²

Données :

Largeur du poteau b=50cm.

La hauteur de la section ht=50cm.

Enrobage c=3cm.

Hauteur utile des aciers tendus d=ht-c=47 cm

Contrainte des aciers utilisés fe=400 Mpa

Contrainte du béton à 28 jours fc28=25 Mpa

Contrainte limite de traction du béton ft28=2,1Mpa.

Fissuration peu préjudiciable

- Combinaison de 1er genre : (a) Nmax=200,04 t M=0,956 t.m
- (b) Nmin=56,78 t M=0,028 t.m
- (c) Mmax=3,29 t.m Ncorresp=128,1t
- Combinaison de 2eme genre : (a) Nmax=228,98 t M= 2,96 t.m
- (b) Nmin= 143,35 t M=0,451 t.m
- (c) Mmax=10,517 t.m Ncorresp= 24,92t

❖ combinaison de 1er genre :

(a)- Nmax= 200,04 t M=0,956t.m

Détermination le centre de pression :

e=M/N=0,956/200,04=0,0047m

Mu=Nu(d-ht/2+e)= 200,04(0,47-0.50/2+0,0047)=44,95 t.m

a-Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{matrix} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h & \longrightarrow & \left\{ \begin{array}{l} Nu = 200,04 \text{ t} < 506,25 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ Mu = 44,95 \text{ t.m} < 94,02 \text{ t.m} \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right. \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b d f_{bc}) & \longrightarrow & \end{matrix}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (As1 =As'1=0).

(b)- Nmin=56,78 t M=0,028 t.m

- Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,028/56,78 = -0,000049\text{m}$$

$$M_u = N_u(d - ht/2 + e) = 56,78(0,47 - 0,5/2 + 0,000049) = 156,14 \text{ t.m}$$

b-vérification si la section est surabondante:

$$\begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \longrightarrow \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b d f_{bc}) \longrightarrow \end{array} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 56,78 \text{ t} < 506,25 \text{ t} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 156,14 \text{ t.m} > 26,68 \text{ t.m} \dots \text{C.N. vérifié} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante.

Le calcul du ferrailage est obligatoire :

$$(d - c) \cdot N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c}{d} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{cb}$$

$$(0,47 - 0,03) \times (56,78 - 156,14) = 43,73$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,03}{0,47} \right) \times 0,50 \times 0,47^2 \times 14,17 \times 10^2 = 52,74$$

$$\rightarrow 43,73 \leq 52,74$$

La section est partiellement comprimée.

Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{156,14 \times 10^4}{50 \times 47^2 \times 14,17} = 0,99 > \mu_1 \rightarrow A' \neq 0$$

$$M_1 = \mu_1 \times f_{bc} \times b \times d^2 = 0,392 \times 25 \times 10^{-2} \times 0,50 \times 0,47^2 = 0,00108 \text{ t.m}$$

$$M_R = M_u - M_1 = 156,14 - 0,00108 = 156,12$$

$$\text{On a : } \beta = 0,732$$

$$A'_f = M_R / (d - c') \sigma_s = \frac{156,12 \times 10^2}{(47 - 3) \times 348} = 1,019 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} + A'_f \times \frac{\sigma_s'}{\sigma_s} = \frac{0,00108 \times 10^2}{(0,732 \times 47 \times 348)} + 1,019 \times 1 = 1,019 \text{ cm}^2$$

$$(A_s = 1,019 \text{ cm}^2)$$

$$(c) \quad M_{\max} = 3,29 \text{ t.m}$$

$$N_{\text{corresp}} = 128,1 \text{ t}$$

- détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 3,29/128,1 = 0,025 \text{ m}$$

$$M_u = N_u(d - ht/2 + e) = 128,1(0,47 - 0,5/2 + 0,025) = 31,38 \text{ t.m}$$

c-vérification si la section est surabondante:

$$\begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} . b . h \quad \longrightarrow \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . f_{bc}) \quad \longrightarrow \end{array} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 128,1 \text{ t} < 506,25 \text{ t} \dots\dots \text{vérifiée} \\ Mu = 31,38 \text{ t.m} < 60,20 \text{ t.m} \dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_{s3} = A_{s'3} = 0$).

❖ combinaison de 2eme genre :

a- $N_{max} = 228,98 \text{ t}$ $M = 2,96 \text{ t.m}$

- détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 2,96 / 228,98 = 0,012 \text{ m}$$

$$Mu = Nu(d - ht/2 + e) = 228,98(0,47 - 0,5/2 + 0,012) = 53,12 \text{ t.m}$$

a-vérification si la section est surabondante:

$$\begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} . b . h \quad \longrightarrow \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . f_{bc}) \quad \longrightarrow \end{array} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 228,98 \text{ t} < 506,25 \text{ t} \dots \text{vérifiée} \\ Mu = 53,12 \text{ t.m} < 107,61 \text{ t.m} \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_{s4} = A_{s'4} = 0$).

(b)- $N_{min} = 143,35 \text{ t}$ $M = 0,451 \text{ t.m}$

- détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,451 / 143,35 = 0,0031 \text{ m}$$

$$Mu = Nu(d - ht/2 + e) = 143,35(0,47 - 0,5/2 + 0,0031) = 31,98 \text{ t.m}$$

b-vérification si la section est surabondante:

$$\begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} . b . h \quad \longrightarrow \\ Mu \leq Nu . d (1 - 0,514 Nu / b . d . f_{bc}) \quad \longrightarrow \end{array} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 143,35 \text{ t} < 506,25 \text{ t} \dots \text{vérifiée} \\ Mu = 31,98 \text{ t.m} < 67,37 \text{ t.m} \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_{s5} = A_{s'5} = 0$).

(c) $M_{max} = 10,512 \text{ t.m}$ $N_{corresp} = 24,92 \text{ t}$

- Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 10,51 / 24,92 = 0,42 \text{ m}$$

$$Mu = Nu(d - ht/2 + e) = 24,92(0,47 - 0,5/2 - 0,42) = 15,95 \text{ t.m}$$

c-vérification si la section est surabondante:

$$\begin{array}{l}
 Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \quad \longrightarrow \\
 Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) \quad \longrightarrow
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 Nu = 24,92 \text{ t} < 506,25 \text{ t} \dots \text{vérifiée} \\
 Mu = 15,94 \text{ t.m} < 11,70 \text{ t.m} \dots \text{vérifiée}
 \end{array}
 \right.$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante.

Le calcul du ferrailage est obligatoire :

Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15,94 \times 10^4}{50 \times 47^2 \times 14,17} = 0,10 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,947$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,94 \times 10^4}{0,947 \times 47 \times 348} = 10,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s6} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 10,29 - \frac{24,92 \times 10^2}{400} = 4,06 \text{ cm}^2$$

(As6 = 4,06 cm²).

Tableau VI-12- : Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Comb i.	1 ^{ier} genre			2 ^{ier} genre			Asl [cm ²]	A adoptée [t] [cm ²]
		Nu(t)	Mu [t.m]	Acal [cm ²]	NACC [t]	MAC C(t.m)	Acal [cm ²]		
Type 1 (50 x 50) cm ²	A	200,04	44,95	0	228,98	53,12	0	22,5	12T16 As=24.13
	B	56,78	156,1	1,02	143,35	31,98	0	22,5	
	C	128,1	31,38	0	24,92	15,95	4,06	22,5	
Type 2 (45x 45) cm ²	A	121,12	25,79	0	85,11	18,29	0	18,22	4T16+8T1 4 As=20.36
	B	23,75	4,68	0	36,5	7,55	0	18,22	
	C	60,66	11,04	0	14 ,29	11,36	8,16	18,22	
Type 3 (40 x 40) cm ²	A	49,28	10,39	0	30,1	7,88	0	14,4	12T14 As= 18.47
	B	2,61	0,39	0	4,95	1,50	0	14,4	
	C	13,93	6,41	5,20	5,06	7 ,48	6,12	14,4	

VI-8-2 les vérifications :

a-vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (50x50)cm² »

$$T_{\max}=1,86 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 6,86 \times 100 / (50 \times 47) = 0,29 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,29 < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa.} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement.

b-calcul des armatures transversales :**b-1-Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi_l / 3$$

$$\Phi_t = 16 / 3$$

$$\Phi_t = 5,33 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est $\Phi 8$

b-2-Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \rho_a \cdot \frac{V_u}{h_1} \cdot f_e$$

- 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 3,75 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

c-Calcul de l'espacement :

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

- En zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

- En zone courante : $S_t \leq \min(b/2 ; h/2 ; 10\Phi_1)$

$$S_t \leq \min(25 ; 25 ; 16).$$

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

d-Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,9 L_0 = 0,9 \times 306 = 275,4\text{cm}$$

$$\lambda_g = 0,9 \cdot L_0 / b = 5,51$$

$\lambda_g = 5,5 > 1,5$ donc $\rightarrow \rho_\alpha$: est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans

le cas contraire.

Donc :

$$\frac{A_t}{St} = \rho_\alpha \cdot \frac{V_u}{h_1} \cdot f_e = \frac{(3,75 \times 6,86 \times 235 \times 10^{-2})}{50} = 1,21\text{cm}^2$$

e-Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \cdot b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,5 \geq 5 : 0,3\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,5\text{cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi 8 = 4,02\text{cm}^2/\text{ml} \\ St = 15\text{cm} \end{cases}$$

f-Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$A_t \cdot \frac{f_e}{b \cdot St} \geq \max(\tau_u; 0,4\text{Mpa}) = \max(0,29; 0,4\text{Mpa}) = 0,4\text{Mpa}$$

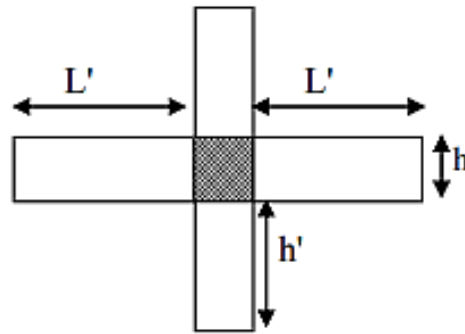
$$A_t \geq 0,4 \times St \times b / f_e ; \quad \text{ronds lisses} \rightarrow f_e = 235\text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,27\text{cm}^2 < 2,25\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

g-Détermination de la zone nodale :

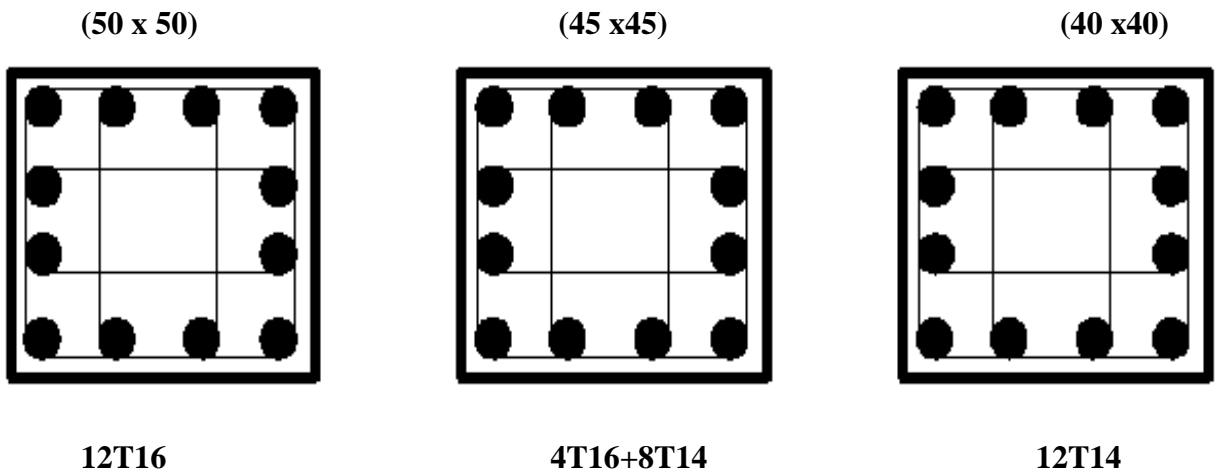
La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

FigureVI-3- Zone nodale .



$$\left\{ \begin{aligned} h' &= \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{306}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm} \\ L' &= 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100\text{cm} \end{aligned} \right.$$

Figure VI-4- : Ferrailages des sections des poteaux



CHAPITRE VII

ETUDE DES VOILES

VII-1-Introduction:

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé 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,...).

VII-2-Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "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'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans 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.

c) 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

VII-3-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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 :

↳ **1er 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)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

↳ **2eme cas :**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule 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 .

↳ **3eme cas:**

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

1) Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal 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 où 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.

VII-4- Ferrailage des voiles :**VII-4-1-Exemple de calcul :****Epaisseur du voile :**

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

$$A = 1,39\text{m}^2$$

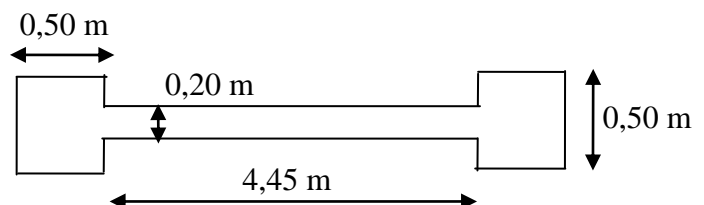
$$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0,2 \times 4,45^3}{12} = 1,47\text{m}^4$$

$$V = 2,72 \text{ m}$$

$$N = 97 \text{ t}$$

$$M = 409,79 \text{ t.m}$$

$$T = 90,84 \text{ t}$$



VII-4-2-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{97.10^{-2}}{1.39} + \frac{409,79.2,72.10^{-2}}{1,47} = 8,28\text{Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{97.10^{-2}}{1.39} - \frac{409,79.2,72.10^{-2}}{1,47} = -6,88\text{Mpa}$$

On à : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue

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

VIII-4-2-1 Calcul de la longueur tendue:

x =	σ_2	.l = 2,02m
	$\sigma_1 + \sigma_2$	

VIII-4-3-Ferrailage :**VIII-4-3-1 Effort de traction :**

$$F = |\sigma_2| \times a \times \frac{x}{2} = 6,88.10^6 . 0,20 . \frac{2,02}{2} = 1389760\text{N}$$

$$A_v = F / \sigma_e = 1389760 / 400.10^{-2} = 34,74\text{cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = 34,74 \times \frac{100}{202} = 17,2\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Selon le R.P.A 99 (version 2003) :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de

couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 90,84}{40000} = 34,9\text{cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{34,9 \times 100}{285} = 12,24\text{cm}^2 / \text{ml}$$

VII-5-1 Pourcentage minimal d'armature :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot a \cdot L_T$$

D'où : L_T c'est la longueur tendue

$$A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 202 = 8,08 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = \frac{6,48 \times 100}{162} = 4,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = 12,24 + 4 = 16,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : **D= 16 mm**

b) L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min\{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min\{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

- 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 : $St \leq \min\{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20 cm (zone courante)

En zone nodale, selon RPA 99 v.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 adopte un espacement de **10 cm** (zone d'about)

c) Choix d'aciers verticaux :

Zone d'about : **2(5T16) : St=10 cm As=20,11 cm²**

On adopte deux nappes en **2(18 T 10) soit As =28,28 cm² St=20 cm**

Poteau : **12T16 As =24,13 cm²**

VII-5-2-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$, D'où : $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

Avec ;

V_u : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, **$h=306 \text{ cm}$**

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 90,84 \times 0,01}{0,2 \times 3,06 \times 0,9} = 2,3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 2,3 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VII-5-3-Calcul des armatures horizontales :

Elles doivent être retournées 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 Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 18T 10 avec un espacement de 20 cm

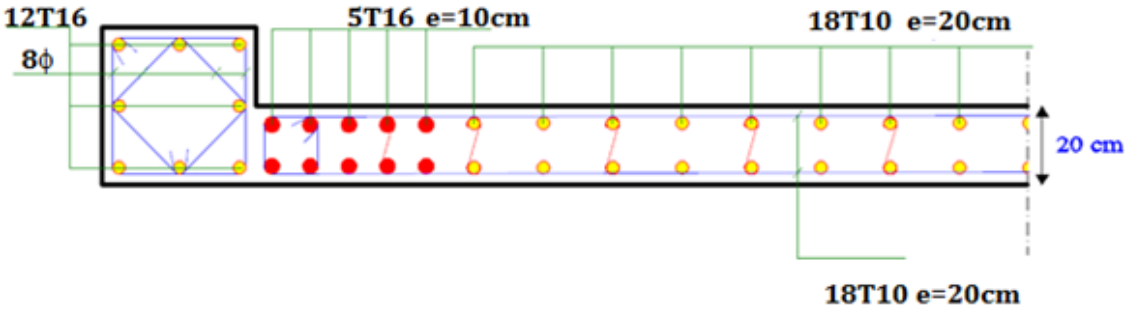
VII-5-4 Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas où 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 4 ϕ 6 par m².

VII-5-5 Disposition des 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-VII-1-Disposition des armatures dans le voile (coupe)



CHAPITRE VIII

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VIII- 1-Etude des fondations :**VIII-1-1 Introduction :**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure.

VIII-3- Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

Type d'ouvrage à construire.

La nature et l'homogénéité du bon sol.

La capacité portante du terrain de fondation.

La raison économique.

La facilité de réalisation.

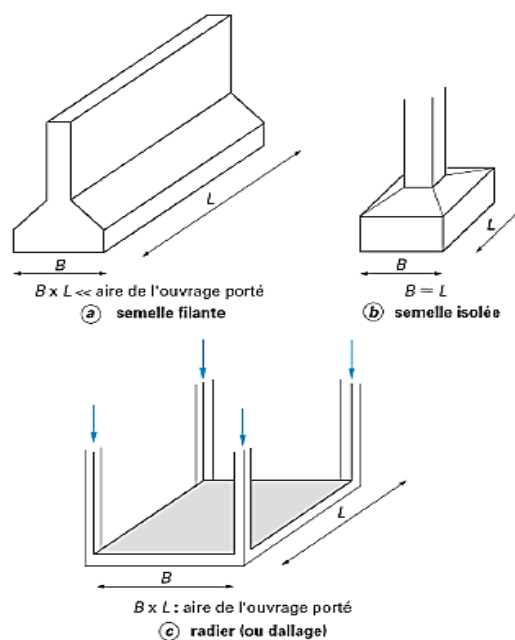
Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,5 bars ,

Il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

Semelle filante.

Radier général

Figure VIII-1- : Les types des fondations.



Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$).

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $N = G_T + Q_T$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars} = 150 \text{ KN/ m}^2$$

Surface totale du bâtiment : $385,88 \text{ m}^2$

Surface totale de la semelle : $379,74 \text{ m}^2$

$$S_s / S_b = 0,98 > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles .

En effet , cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le « radier général ».

VIII-4- Définition :

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervurées et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en étant 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

Le radier est :

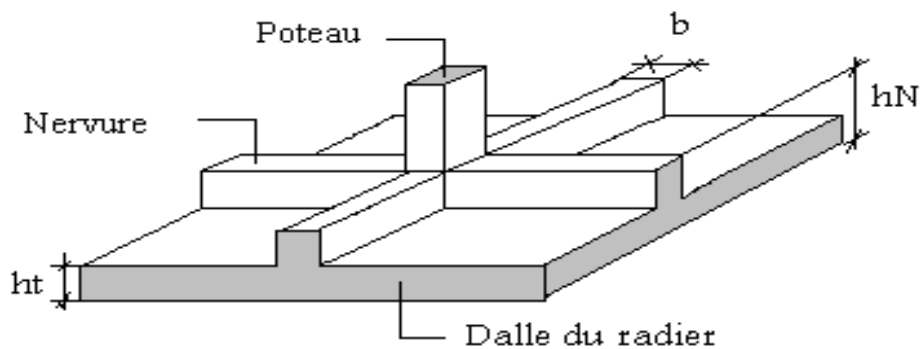
Rigide en son plan horizontal ;

Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;

Facilité de coffrage ;

Rapidité d'exécution ;

Figure VIII-2- :Radier général



VIII-5- Pré dimensionnement du radier :

Poids supporté par le radier :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

Avec :

$$G_T = \sum_{i=1}^9 G_i = 48732,9 \text{ KN.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^9 Q_i = 8229,4 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 78133,51 \text{ KN.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 56962,3 \text{ KN.}$$

Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 56962,3 \text{ KN}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 56962,3/150 = 379,74 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bat}} = 385,88 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 379,74 \text{ m}^2.$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface du radier,

Donc : ajoutant un débordement (D).

Calcul du débordement D:

On prend $D = 0.5$ m alors l'emprise totale avec D sera:

$$S' = 434,68\text{m}^2$$

Avec :

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

3. a-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 ; $L = 5,13$ m

$$Qu = \frac{Nu}{S} = \frac{78133,5}{434,68} = 179,7 \text{ KN/m}^2.$$

Par ml : $Qu = 179,7 \times 1 = 179,7 \text{ KN/ml}$.

$$Vu = 179,7 \times \frac{5,13}{2} = 460,93 \text{ KN}$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{460,93 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,31 \text{ m}$$

2. b-2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20}; \quad 20,52 \leq d \leq 25,65$$

$h = d + c = 25 + 5 = 30$ cm , On prend $h = 40$ cm et $d = 35$ cm

VIII-6-Détermination de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}; \quad 57 \leq h \leq 85,5$$

Donc on prend : d = 72 cm ; h = 80 cm ; b = 40 cm

Vérification des contraintes :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25[0,40 \times 434,68 + 0,80 \times 0,40 \times 100] = 5146,8 \text{ KN}$$

$$E.L.S : N_{\text{ser}} = 5146,8 + 56962,3 = 62109,1 \text{ KN}$$

La longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,40 \cdot 0,80^3}{12} = 0,017 \text{ m}^4$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : Largeur de la poutre $b=0,40 \text{ m}$.

K : Coefficient de la raideur de sol , $k = 4 \cdot 10^3 \text{ KN/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

$$L_e = 6,08 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,13 \text{ m} < \frac{\pi}{2} L_e = 9,54 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

-Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_r} = \frac{62109,1}{434,68} = 142,9 \text{ KN/m}$$

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 132,9 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 132,9 \text{KN/m}^2$$

VIII-7 Ferrailage du radier :

1-Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés 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 :

1.1-1^{ère} cas :

Si $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

1. a- Les moments sont donnés par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

1. b-Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

1. c-Moment sur appuis :

$$M_a = 0,2M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

1.2-2^{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)

Figure VIII-3-Schéma du panneau le plus défavorable

Exemple de calcul :

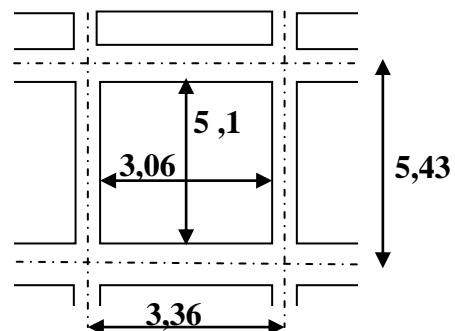
$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.60 > 0.4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0822 ; \mu_y = 0.2948$$

Les moments :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 102,29 \text{KN.m}$$



$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 30,15 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Sens x :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 76,71 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.044$$

$$\beta = 0.978$$

$$A = 6.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 7T12 / ml , A = 7,92 cm²/ml, S_t = 15 cm

1. b-Sens-y :

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 22,61 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.013$$

$$\beta = 0.993$$

$$A = 1,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T10 / ml, A = 3,14 cm²/ml, S_t = 25 cm

3.2-sur appuis :

2. a-Sens x :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{ox} = 51,14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.029$$

$$\beta = 0.985$$

$$A = 4,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T12 / ml, A = 5.65 cm²/ml, S_t = 20 cm

2. b-Sens-y :

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{oy} = 15,1 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.01$$

$$\beta = 0.995$$

$$A = 1,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T8 / ml, A = 2,51 cm²/ml, St = 20 cm

Suite à ce calcul on adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII-8 Ferrailage des poutres de libages :

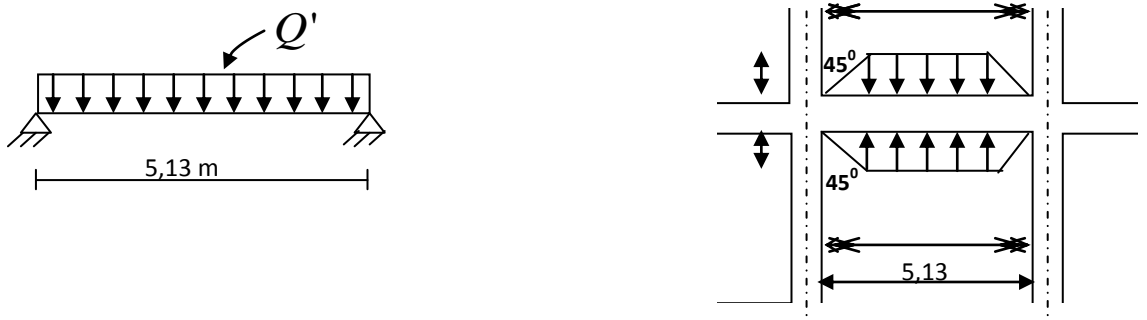
Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans

Chaque sens et on considère des travées isostatiques.

❖ **Sens longitudinal (y) :**

Figure VIII-4-Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de ruptures

$$L_{max}=5,13\text{m}$$



Calcul de Q' :

Q' étant 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 :

$$L_{x1} = 3,06\text{m}$$

$$L_{y1} = 5,13\text{m}$$

$$L_{x2} = 3,06\text{m}$$

$$Q' = Q/2 \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2}\right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y1}^2}\right) L_{x2} \right] = \frac{132,9}{2} \left[\left(1 - \frac{3,06^2}{3 \cdot (5,13^2)}\right) 3,06 + \left(1 - \frac{3,06^2}{3 \cdot (5,13^2)}\right) 3,06 \right]$$

$$Q' = 358,44 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'L^2}{8} = 1179,13 \text{ KN.m}$$

-Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 1002,26 \text{ KN.m}$$

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{d^2 \cdot b \cdot f_{bc}} = \frac{1002,26 \cdot 10^3}{72^2 \cdot 40 \cdot 14,17} = 0,34$$

$$\beta = 0,783$$

$$A = \frac{M_t}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{1002,26 \cdot 10^3}{72 \cdot 0,783 \cdot 348} = 51,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} 6T20 \\ 6T20 \\ 6T20 \end{cases} \Rightarrow A = 56,55 \text{ cm}^2$$

❖ Sur appuis :

-appuis intermediaires :

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 1179,13 = 589,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{d^2 \cdot b \cdot f_{bc}} = \frac{589,56 \cdot 10^3}{72^2 \cdot 40 \cdot 14,17} = 0,20$$

$$\beta = 0,887$$

$$A = \frac{M_t}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{589,56 \cdot 10^3}{72 \cdot 0,887 \cdot 348} = 26,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} (5T20) \text{ fil} \\ (5T20) \text{ chap} \end{cases} \Rightarrow A = 31,42 \text{ cm}^2$$

-Appuis de rives :

$$M_a = 0,2 M_0 = 0,2 \times 1179,13 = 235,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{d^2 \cdot b \cdot f_{bc}} = \frac{235,83 \cdot 10^3}{72^2 \cdot 40 \cdot 14,17} = 0,08$$

$$\beta = 0,958$$

$$A = \frac{M_a}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{235,83 \cdot 10^3}{72 \cdot 0,958 \cdot 348} = 9,82 \text{ cm}^2$$

On adopte (5T16) $\Rightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2$

b- Sens transversal(y) :

L max = 3,06 m.

$$Q' = Q_2/3 \cdot L_x = 132,9 \times \frac{2}{3} \times 3,06 = 271,11 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' L^2}{8} = 317,32 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

❖ En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 269,72 \text{ KN.m}$$

b=40cm ; h=80cm ; d=0,9.h=72cm

$$\mu = \frac{M_t}{d^2 \cdot b \cdot f_{bc}} = \frac{269,72 \cdot 10^3}{72^2 \cdot 40 \cdot 14,17} = 0,092$$

$$\beta = 0,952$$

$$A = \frac{M_t}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{269,72 \cdot 10^3}{72 \cdot 0,952 \cdot 348} = 11,31 \text{ cm}^2$$

❖ On adopte $\begin{cases} 6T10 \\ 6T10 \\ 6T10 \end{cases} \Rightarrow A = 14,13 \text{ cm}^2$

appuis intermediaires :

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 317,32 = 158,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{d^2 \cdot b \cdot f_{bc}} = \frac{158,66 \cdot 10^3}{72^2 \cdot 40 \cdot 14,17} = 0,054$$

$$\beta = 0,972$$

$$A = \frac{M_t}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{158,66 \cdot 10^3}{72 \cdot 0,972 \cdot 348} = 6,51 \text{ cm}^2$$

❖ On adopte : 6T12 A=6,79cm²

Appuis de rives :

$$M_a = 0,2 M_0 = 0,2 \times 317,32 = 63,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{d^2 \cdot b \cdot f_{bc}} = \frac{63,45 \cdot 10^3}{72^2 \cdot 40 \cdot 14,17} = 0,086$$

$$\beta = 0,955$$

$$A = \frac{M_a}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = \frac{63,45 \cdot 10^3}{72 \cdot 0,955 \cdot 348} = 2,65 \text{ cm}^2$$

❖ On adopte (4T10) $\Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2$

VIII-9-Armature de peau : (BAEL 91 modifié 99)

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

On a :

$$A_p = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,4 + 0,80) = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 4T16 $\Rightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$

VIII-10 -Les vérifications :

Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{132,9 \times 5,13}{2} = 340,8 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 340,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{340,8 \cdot 10}{40 \times 35} = 2,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b-Armatures transversales :

$$\text{b-1-Diamètre : } \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \varphi_l ; 45\right) \text{ mm}$$

$$\varphi_t \leq \min(21,25 ; 10 ; 45) \text{ mm}$$

On prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

b-2-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$S_t = \min(21,25; 24)$$

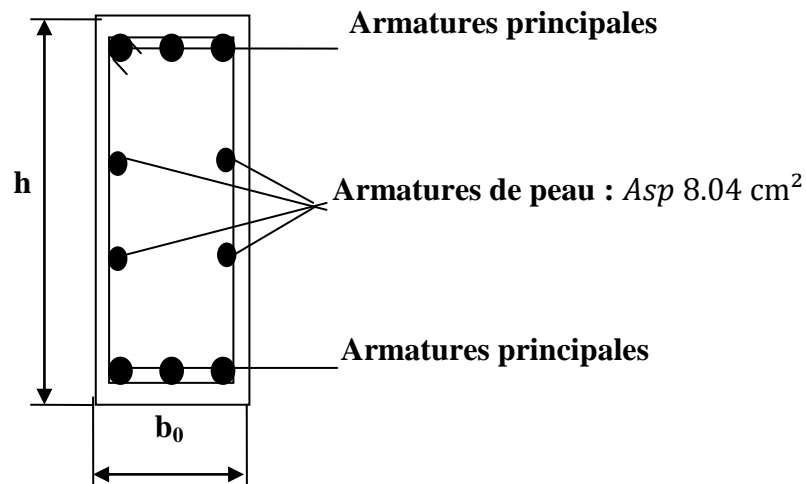
On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A=3,14\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0.4\text{MPa}) = \max(1.21 ; 0.4)$$

$$\frac{3.14 \times 400}{40 \times 15} = 2,09 > 1.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Figure VIII-4- :Schéma des armatures de peau



Conclusion générale

Le projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, le concept et les règlements régissant le domaine de génie civil et même nous incitent à acquérir des connaissances sur l'utilisation du logiciel.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toute contraintes induite par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcout important .

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et d'économie.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismiques algériennes " RPA99 modifiée 2003 "
- Béton armé aux états limite « BAEL 91 »
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2

Livres et thèmes :

- Calcul des ouvrages en béton armé M.BELAZOUGUI
- Le béton armé aux états limites M.BELAZOUGUI
- Mémoires de fin d'étude
- Fondation analysis and design

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures ETABS v9.7.2
- AUTO CAD 2016
- SAFE2012

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I. 1- Caractéristiques géométriques de la structure..	1
Tableau-I-2-Les déformations limites du pivot.	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Tableau II-1- : Descente de charges Plancher terrasse inaccessible.....	16
Tableau II-2- : Descente de charges Plancher étage courant (1er -9eme) étage.....	17
Tableau II-3 : Descente de charges dalle pleine du balcon.....	17
Tableau II-4- : Descente de charges Remplissage extérieur.....	18
Tableau II-5-: Descente de charges Remplissage intérieurs	19
Tableau II-6- : présente la loi dégression des charges d'exploitation.....	20
Tableau II-7- Tableau des dimensions des différents éléments porteurs	29

Chapitre III : Calcul des planchers

Tableau III-1- : moment en appuis ELU.....	34
Tableau III-2- : Moment en appuis ELS.....	37
Tableau III-3-: récapitulatif des résultats obtenus (planché RDC.... 9eme étages	38
Tableau III-4- : Moment en appuis ELU.....	47
Tableau III-5- : Moment en appuis ELS	50
Tableau III-6-: récapitulatif des résultats obtenus (Planché RDC.... 9eme étages)	51

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Tableau IV1 : Les charges et les surcharges supportées par la paillasse.....	67
Tableau IV-2 : Les charges et les surcharges supportées par le palier.....	68
Tableau IV-3-Poids mort de l'ascenseur	91
Tableau IV-4-Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	95
Tableau IV-5-Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	99

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V-1-: Coefficient d'accélération de zone « A ».....	110
Tableau V-2- : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	110
Tableau V-3-: Pourcentage d'amortissement critique.....	111
Tableau V-4- Valeurs de T1 et T2.....	112
Tableau V-5-Coefficient B	113
Tableau V-6- : le poids de la structure.....	114
Tableau V-7-:facteur de participation massique	115
Tableau V-8-: Vérification $T_{dynamique} < 1,3 * T_{empirique}$	115
Tableau V-7-: Vérification de la force sismique à la base.....	115
Tableau V-10- : Vérification de déplacements inter-étages suivant x.....	116
Tableau V-11-: Vérification de déplacements inter-étages suivant y.....	116
Tableau V-12-: Vérification L'effet P- Δ suivant X.....	117
Tableau V-13- : Vérification L'effet P- Δ suivant Ey.....	117
Tableau V-14- : Vérification de l'excentricité suivant Ex.....	118
Tableau V-15-: Vérification de l'excentricité suivant Ey.....	118

Chapitre VI : Etude des portiques

Tableau VI-1- : Moments max des poutres principales.....	120
Tableau VI-2- Calcule de la section d'armatures longitudinales en appuis.....	121
Tableau VI-3- Calcule de la section d'armatures longitudinales en travée.....	121
Tableau VI-4-: Ferrailage d'armatures longitudinales.....	122
Tableau VI-5-: Moments max des poutres secondaires	126
Tableau VI-6- Calcule de la section d'armatures transversal en appuis.....	127
Tableau VI-7- Calcule de la section d'armatures transversal en travée.....	127
Tableau VI-8-: Ferrailage d'armatures transversal.....	127
Tableau VI-9-: sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003).....	133
Tableau VI-10-: Sollicitations du premier genre.....	133
Tableau VI-11-: Sollicitations du deuxième genre.....	133

Tableau VI-12- : Ferrailage des poteaux.....	137
----------------------------------------------	-----

LISTE DES FIGURE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I-1- : vue en plan d'étage courant du bloc angle.....	2
Figure I-2-: Diagramme parabole – rectangle des Contraintes – Déformations du béton.....	6
Figure I-3- : Diagramme contraintes-déformations	6
Figure I-4- : Diagramme rectangulaire.....	7
Figure I-5-: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	8
Figure I-6-: Diagramme de déformations-contraintes.....	9
Figure-I-7-Diagramme des déformations limitées de la section.....	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

Figure II-1-: coupe verticale du plancher en corps creux.....	13
Figure-II-2- : Plancher terrasse inaccessible.....	15
Figure II-3-: plancher étage courant.....	16
Figure II-4-: murs extérieur.....	17
Figure II-5-: Murs intérieurs (simple cloison).....	18
Figure II-6-: Schéma représentatif du poteau le plus sollicité.....	21
Figure-II-7 Coupe de voile en élévation.....	28

Chapitre III : Calcul des planchers

Figure III-1- : Schéma d'un plancher à corps creux.....	30
Figure III-2- : diagramme des efforts tranchants	36
Figure III-3- : diagramme des moments fléchissant.....	36
Figure III-4: Section de calcul.....	39
Figure III-7- : diagramme des efforts tranchants. ...	49
Figure III-8- : diagramme des moments fléchissant.....	49
Figure III-10- : schéma de ferrailage de plancher (terrasse) et (RDC.9 eme étage).....	58
Figure III-11-: Ferrailage de la dalle de compression.....	59

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

Figure IV.1: Dimension de l'acrotère.....	60
Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.....	64
Figure IV-3 : La description de l'escalier.....	65
Figure IV-4 : Schéma de l'escalier	66
Figure IV-5-: Diagramme du moment et effort tranchant	70
Figure IV-6-: disposition du ferrailage d'escalier droit	73
Figure IV-7- : schéma statique de la poutre palière	74
Figure IV-8-: schéma de ferrailage de poutre palière.....	78
Figure IV-9-: ferrailage de la poutre palière:(30x30) cm ²	78
Figure IV-10- : schéma statique du Balcon 1.....	79
Figure IV-11- : schéma statique du Balcon 2.....	79
Figure IV-12- : schéma statique du Balcon 4	79
Figure IV-13-: schéma de ferrailage du balcon	89
Figure IV-14- Ascenseur dans un bâtiment.....	90
Figure IV-15-Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.....	93
Figure V-16-Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	94
Figure IV-17-Dessin montrant la concentration des charges.....	94
Figure IV-18-Moments de la dalle.....	95
Figure IV- 19- : Ferrailage inférieur et supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	103

Chapitre V : Etude sismique

Figure V-1-: Vue de la structure en 3DMode.....	105
Figure V-2- : Spectre de réponse.....	111
Figure V-3 -:la disposition des voiles.....	113

Chapitre VI : Etude des portiques

Figure VI-1-Dessin de ferrailage des sections des poutres principales.....	125
Figure VI-2-Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaire.....	131

Figure VI-3- Zone nodale	140
Figure VI-4- : Ferrailages des sections des poteaux.	140

Chapitre VII : Etude des voiles

Figure VII-1- Disposition des armatures dans le voile (coupe).	147
------------------------------------------------------------------------	-----

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1 : Les types des fondations.	148
Figure-VIII-2- : Radier général.	155.
Figure VIII-3-Schéma du panneau le plus défavorable.	158
Figure VIII-4-Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de ruptures.	160
Figure VIII-5- : Schéma des armatures de peau.	164

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicace

الملخص - Résumé - Abstract

Sommaire

Notations et symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 -Introduction.....	1
I.2 -Présentation de l'ouvrage	1
I.2.1-caractéristiques géométrique.....	1
I.2.2-caractéristiques géotechniques du sol.....	1
I.2.3-Conception de l'ouvrage.....	3
I.2.4- Caractéristique mécaniques des matériaux	4
I.2.4.1- Béton.....	4
I.2.4.1.1- Résistances mécaniques du béton	5
I.2.4.1.1.a- Résistance à la compression.....	5
I.2.4.1.1.b- Résistance à la traction	5
I.2.4.1.2 - Méthode de calcul.....	5
I.2.4.2-Les Aciers	9
I. 2.4.2.1-Contrainte limite	10
I. 2.4.2.2-Les hypothèses de calcul	10
I- 2-4.2.3 -Règles des trois pivot.....	11

I-2-5 -Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	12
I- 5.a-Etat limite ultime.....	12
I- 5.b-Etat limite de service.....	12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

II-1-Introduction.....	13
II-2- Détermination de l'épaisseur du plancher et dalle pleine.....	13
II-3- Dimensionnement des poutres.....	14
II-3-1- Poutres principales.....	14
II-3-2- Poutres secondaires	14
II-4-Descente de charge.....	15
II-4-1-Plancher terrasse inaccessible.....	15
II-4-2-Plancher étage courant à usage d'habitation.....	16
II-4-3 : Decente des charges du balcon	17
II-4-4 Decente des charges Murs de façade (extérieur)	18
II-4-5-Murs intérieurs (simple cloison).....	18
II-5-la loi de dégression de la surcharge d'exploitation.....	19
II-6-Pré-dimensionnement des poteaux.....	21
II-6-1- Prédimensionnement des poteaux type1: (Du RDC jusqu'au 3émeétage).....	21
II-6-1-1-Détermination de la section du poteau (a×b).....	22
II-6-1-2-Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1.....	25
II-6-2- Prédimensionnement des poteaux type2: Du 4éme au 9éme étage.....	25
II-6-3Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1.....	26
II-6-4-Prédimensionnement des poteaux type3: Du 7éme au 9éme étage.....	26
II-6-5-Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1.....	28
II-7-Pré-dimensionnement des voiles de contreventement.....	28

Chapitre III : Calcul des planchers

III-1-Introduction.....	30
III-1-1 Dimensionnement des poutrelles	30
III-1-2 Calcul de la largeur (b) de la poutrelle.....	30
III-2 -Méthode de calcul des poutrelles	31
III.2.1 Principe de calcul de la méthode forfaitaire.....	31
III-2-2 Types de poutrelles	32
II-2-3 Les combinaisons des charges	32
III-2-4 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	33
III.3 Calcul des moments et des efforts tranchant	33
III.3.1 Sollicitation à l'E.L.U et ELS	33
III.3.2 Calcul du Type 03(Plancher RDC & étage courants).....	33
III.4 Calcul du ferrailage des poutrelles à l'E.L.U	39
III.4.1 Plancher étage courant (RDC _7 ^{ème} étage)	39
III-4-2 Vérification de l'existence des armatures comprimées	40
III-4-3 Vérification des contraintes à I.E.L.S.....	41
III-4-4 Vérification de la contrainte de cisaillement	43
III-4-5 Vérification de la flèche	43
III-5 Calcul du (terrasse).....	43
III-5-1 Calcul du Type 03.....	43
III-5-2 Sollicitation à l'E.L.U et ELS	43
III-6 Calcul du ferrailage (Plancher terrasse).....	52
III-6-1 Vérification de l'existence des armatures comprimées	52
III-6-2 Vérification des contraintes à I.E.L.S.....	53
III-6-3 Vérification de la contrainte de cisaillement	55
III-6-4 Vérification de la flèche.....	57
III-7 La dalle de compression	58

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

IV-1 Introduction.....	60
IV-2 Acrotère.....	60
IV-2-1 Calcul des sollicitations	61
IV-2-2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section.....	61
IV-2-3 Calcul du ferrailage (E.L.U)	62
IV-2-4 Vérification des contraintes (E. L. S).....	62
IV-3 Escaliers.....	65
IV-3-1 Dimensions des escaliers.....	65
IV-3-2 Etude d'un escalier à deux volée.....	66
IV-3-3 Dimensionnement des marches et contre marches	66
IV-3-3-1 Epaisseur de la paillasse (e_v).....	67
IV-3-3-2 Epaisseur de palier (e_p).....	67
IV-3-3-3 Evaluation des charges et des surcharges à (E.LU et E.L.S).....	67
IV-3-3-4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant maximal à E.L.U.....	68
IV-3-3-5 Calcul de Ferrailage.....	70
IV-3-4-1 Dimensionnement de la poutre palière	73
IV-3-4-2 Vérification des conditions RPA99 (version 2003)	73
IV-3-4-3 Ferrailage.....	74
IV -4-1 Balcon.....	79
IV-4 -2 Détermination de l'effort agissant Type 1	80
IV-4-3- Ferrailage	81
IV-4-4- Détermination de l'effort agissant Type 2	83
IV-4-5- Ferrailage.....	84
IV-4-6 Détermination de l'effort agissant Type 3	86
IV-4.7- Ferrailage	86

IV-5-L'ascenseur.....	90
IV-5-1 L'étude de l'ascenseur	90
IV-5-2 Calcul des charges totales esq_u	91
IV-5-3 Vérification de la dalle au poinçonnement.....	93
IV-5-4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées	94
IV-5-5 Calcul du ferrailage de la dalle	96
IV-5-6 Les vérification à l'E.L.S.....	99
IV-5-7 Disposition du ferrailage	102
IV-5-8 Voile de la cage d'ascenseur	102

Chapitre V : Etude sismique

V.1.Introduction	104
V.2.Etude dynamique.....	104
V.3.Présentation du programme ETABS	104
V.4.Méthode du calcul	106
V.4.1.Méthode statique équivalente.....	106
V.4.2.Méthode d'analyse modale spectrale.....	106
V.4.3Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.....	107
V-5- le choix de la méthode de calcul	107
V-6-Principe de la méthode d'analyse modale spectrale	109
-6-1Spectre de réponse de calcul.....	109
V-6-1-1 Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	109
V-7 Vérification des conditions du règlement parasismique algérien	114
V-7-1 Vérification des facteurs de participation massique	114
V-7-2 Vérification de la période fondamentale	114
V-7-3 Vérification des forces sismiques	115
V-7-4 les déplacements latéraux inter-étage	116
V-7-5 justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	117

V-7-6 Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité	117
-------------------------------------------------------------------------------------------	-----

Chapitre VI : Etude des portiques

VI-1-Introduction	119
VI-2 Les combinaisons de calcul	119
VI-3 Ferrailage des poutres.....	119
VI-4 poutre principale (30x45) cm ²	120
VI-4-1 Exemple de calcul :(Poutres principales RDC 9 ^{ème} étage).....	120
VI-4-2 Les vérifications	122
VI-5 poutre secondaires (30x35) cm ²	126
VI-5-1 Exemple de calcul :(Poutres secondaires:(RDC 9 ^{ème}))......	126
VI-5-2 Les vérifications	127
VI-6-Ferrailage des poteaux	132
VI-7 Méthode de calcul	132
VI-8 Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003)	132
VI-8-1 Exemple de calcul : « poteau 50x50 ».....	134
VI-8-2 les vérifications.....	138

Chapitre VII : Etude des voiles

VII-1 Introduction.....	141
VII-2 Le système de contreventement.....	141
VII-3 La méthode de calcul.....	142
VII-4 Ferrailage des voiles.....	143
VII-4-1 Exemple de calcul	143
VII-4-2 Détermination des contraintes.....	144
VIII-4-3 Calcul de la longueur tendue.....	144
VII-4-4 Ferrailage.....	144
VII-4-5 Effort de traction	144
VII-5-1 Pourcentage minimal d'armature	145

VII-5-2 Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	146
VII-5-3 Calcul des armatures horizontales.....	146
VII-5-4 Calcul des armatures transversales.....	146
VII-5-5 Disposition des armatures transversales.....	146

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII-1-1 Introduction	148
VIII-3- Choix du type de fondation	148
VIII-4- Définition	154
VIII-5- Pré dimensionnement du radier	155
VIII-6-Détermination de la poutre de libage.....	157
VIII-7-Ferraillage du radier	158
VIII-8-Ferraillage des poutres de libages	160
VIII-9-Armature de peau : (BAEL 91 modifié 99)	163