



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL**

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie de la construction

Présenté par :

RAIMES REBIHA

RAIMES ZOHRA

*Sujet du mémoire*

***Etude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple  
(R+07 avec sous-sol) à Tissemsilt***

*Soutenu publiquement le 18 juin 2017 devant le jury composé de :*

**Mr:** BEKKI.H

Président

**M<sup>me</sup>:** DRAOUI .A

Rapporteur

**M<sup>r</sup>:** SAHOUANE.AEK

Co-encadreur

**M<sup>lle</sup>:** RENNAK.Z

Examineur

**Mr :** SERBAH.B

Examineur

**Mr:** KERROUM.N

Examineur

PROMOTION : 2016/2017

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## *Remerciements*

*Allah le bénéfique soit loué et qu'il nous guide sur la bonne voie*

*Ainsi nous remercions notre encadreur **Mme DRAOUI Aicha** pour tous ses conseils et ses orientations pour la réalisation de ce travail.*

*Nous exprimons une grande gratitude et notre reconnaissance à notre Co-encadreur **Mr SAHOUANE. AËK** pour avoir accepté de diriger notre mémoire avec une générosité remarquable, Nous le remercions énormément pour son aide très appréciée : il nous 'a guidé, encouragé, conseillé. Nous le remercions pour son soutien moral, pour sa confiance en nous tout le long de ce travail.*

*Nous tenons aussi à remercier le président et les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous 'ont fait en acceptant de juger ce travail.*

*Remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait L'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.*

*Nos remerciements s'adressent aussi aux enseignants de l'université **IBN KHALDOUN**.*

*Enfin, nous tenons à remercier nos familles et nos amis pour leur soutien et leurs encouragements.*



## *Dédicace*

*À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère et mon chère père en témoignage de ma profonde affection et mon éternelle reconnaissance pour les sacrifices sentimentaux qu'ils ont consentis, une fois mon départ;*

*À ma Grand-mère : safia*

*À mes frères : MOHAMED, AHMED, HAMO*

*À mes sœurs: BOUCHERA, CHAHERA ZED, RITAGE MALAK*

*À mon binôme : A ma sœur, mon binôme « ZOHRA »*

*À toute la famille: RAIMES;*

*À mes amis*

*Et tout la promotion de master 2 génie civil.*

*Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

*REBHA*





*À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère et mon chère père en témoignage de ma profonde affection et mon éternelle reconnaissance pour les sacrifices sentimentaux qu'ils ont consentis, une fois mon départ;*

*À ma Grand-mère :safia*

*À mon frère :BADRE EL DINE;*

*À mes sœurs: MOKHTARIA,KHOULA etAYA ;*

*À mon binôme :A ma sœur, mon binôme «REBIHA »*

*À toute la famille:RAIMES;*

*À mes amis*

*Et tout la promotion de master 2 génie civil.*

*Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

*Zohra*



## الملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق تحت الأرض + طابق ارضي + 07 طوابق بولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم (IIa) حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة , ( BAEL91 Modifié 99 )

(RPA99V2003) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

**الجزء الأول:** بدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها من عرض لخصائص

المواد و حمولة كل عنصر.

**الجزء الثاني:** يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

**الجزء الثالث:** يتضمن الدراسة الديناميكية لبناية بواسطة الحاسوب .

**الجزء الرابع والأخير:** يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة

والأساسات.

**الكلمات المفتاحية :** العمارة , الخرسانة المسلحة , ETABS , BAEL91modifié99 , RPA99V2003

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial et bureau constitué d'un sous-sol et d'un Rez-de-chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de TISSEMSILT. Cette région est classée en zone sismique (**IIa**) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon, ascenseur,).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin, l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

**Mots clés :** Bâtiment, Béton armé, ETABS RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

## **Abstract**

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (07) floors, located in Wilaya of. This TISSEMSILT region is classified as seismic zone (**IIa**) according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifie99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

**Key words:** Building. Reinforced concert ETABS e, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified99.



## Sommaire

### **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul :**

I.1-Introduction générale .....	1
I.2-Présentation de l'ouvrage .....	2
I.3-Conception de l'ouvrage .....	3
I.4- Caractéristique des matériaux .....	5
I.5-Les hypothèses de calcul .....	9

### **Chapitre II :**

II.1-Pré-dimensionnement des différents éléments .....	10
II.2-Evaluation des charges et des surcharges .....	10
II.3-Tableau récapitulatif .....	17

### **Chapitre III : Calcul des planchers :**

III.1-Introduction .....	18
III.2-Méthode de calcul des poutrelles .....	19
III.3-Calcul des poutrelles .....	21
III.4 -Calcul des Plancher (R.D.C) .....	25
III.5- Plancher étage courant (R.D.C ) .....	31
III.6- Plancher terrasse .....	42

### **Chapitre IV : Ferrailage des éléments non-structuraux :**

IV.1- L'acrotère .....	59
IV.2- Balcons .....	64
IV.3-Les escaliers .....	74
IV.4- La cage d'ascenseur .....	86

### **Chapitre V: Etude sismique :**

V.1- Introduction .....	101
V.2-Chargement des portiques .....	101
V.3-Calcul sismique .....	102
V.4- Principe et positionnements des contreventements .....	108
V.5-Vérification .....	110

### **Chapitre VI: Ferrailage des portiques :**

VI.1- Ferrailage des poutres .....	114
VI.2-Vérifications .....	121
VI.3- Ferrailage des poteaux .....	127

### **Chapitre VII: Etudes des voiles :**

VII.1-Introduction .....	132
VII.2-Le système de contreventement .....	132
VII.3 -Calcul des voiles par la méthode des contraintes .....	133
VII.4- Ferrailage des voiles .....	134

**Chapitre VIII: Etude de l'infrastructures**

VIII.1-Calcul du voile périphérique .....	139
VIII.2- fondations (radier général) .....	144
<b>Conclusion générale</b> .....	<b>156</b>

## Liste Des Tableaux :

Tableau I.1: Caractéristiques géométrique de la structure .....	3
Tableau II.1: Charges et surcharge du plancher terrasse .....	10
Tableau II.2: Charges et surcharge des étages courants .....	11
Tableau II.3: Charges et surcharge du mur extérieure .....	11
Tableau II.4: Dégression des charges d'exploitation .....	13
Tableau II.5: Choix des sections des poteaux .....	16
Tableau II.6: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles .....	17
Tableau III.1: Résultats obtenus .....	30
Tableau III.2: Dessin de ferrailage des poutrelles .....	41
Tableau III.3: Résultats obtenus (plancher terrasse) .....	46
Tableau III.4: Dessin de ferrailage des poutrelles (plancher terrasse) .....	55
Tableau IV.1: Charges et surcharge du balcon (étage courant) .....	62
Tableau IV.2: Charges et surcharge du volée de l'escalier .....	74
Tableau IV.3: charges et surcharge du palier de l'escalier .....	74
Tableau IV.4: Vérification des différentes conditions (poutre palière) .....	82
Tableau IV.5: Poids mort de l'ascenseur .....	86
Tableau IV.6: Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.U) .....	89
Tableau IV.7: Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.S) .....	94
Tableau V.1: Poids de la structure .....	105
Tableau V.2:Les principaux modes de vibration initiales .....	106
Tableau V.3: Participation des masses après disposition des masses .....	108
Tableau V.4: Valeurs de la force sismique totale .....	109
Tableau V.5: Les déplacements relatifs inter étages .....	110
Tableau V.6: Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ (sens x) .....	111
Tableau V.7: Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ (sens y) .....	111
Tableau VI.1: Moments max des Poutres principales de rive .....	113
Tableau VI.2: Moments max des Poutres principales intermédiaires .....	113
Tableau VI.3: Moments max des Chaînages de rive .....	114
Tableau VI.4: Moments max des Chaînages intermédiaires .....	114
Tableau VI.5: Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive .....	117
Tableau VI.6: Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires .....	118
Tableau VI.7: Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive .....	118
Tableau VI.8: Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires .....	119
Tableau VI.9: Ferrailage des poutres principales (30x40) .....	123
Tableau VI.10: Ferrailage des chaînages (30x35) .....	124
Tableau VI.11: Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement .....	129
Tableau VI.12: Ferrailage des poteaux .....	130



## Liste Des Figures :

Fig I.1: Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	6
Fig I.2: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS .....	7
Fig I.3: Diagramme contrainte-déformation d'acier .....	8
Fig II.1 : La Surface afférente du poteau .....	14
Fig III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux .....	18
Fig III.2 : Les différents types des poutrelles .....	21
Fig III.3 : Diagramme des moments fléchissant M .....	29
Fig III.4 : Diagramme des efforts tranchants T .....	29
Fig III.5 : section de calcul .....	31
Fig III.6 : C.d.G de la poutrelle .....	34
Fig III.7 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables .....	35
Fig III.8 : Schéma de la bielle d'about .....	36
Fig III.9 : principe de calcul de la méthode des trois moments .....	42
Fig III.10: Type de potrelle(02) .....	46
Fig III.11 : Ferrailage de la dalle de compression.....	58
Fig IV.1 : Acrotère .....	59
Fig IV.2 : Ferrailage de l'acrotère .....	63
Fig IV.3 : Schéma de ferrailage du balcon étage courant type(01) .....	67
Fig IV.4 : Dalle pleine type (02) .....	68
Fig IV.5 : Ferrailage Dalle pleine type (02) .....	73
Fig IV.6 : Schéma descriptif d'un escalier .....	74
Fig IV.7 : Vus en plan de l'escalier .....	74
Fig IV.8 : Schéma statique de l'escalier .....	77
Fig IV.9 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier .....	79
Fig IV.10 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier .....	83
Fig IV.11 : Ferrailage de la poutre palière .....	85
Fig IV.12 : Schéma d'un ascenseur .....	86
Fig IV.13 : Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur .....	90
Fig IV.14 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle .....	90
Fig IV.15 : Dessin montrant la concentration des charges .....	91
Fig IV.16 : Moments de la dalle .....	92
Fig IV.17 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	100
Fig IV.18 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur .....	100
Fig V.1 : Transmission des charges aux poutres .....	102
Fig V.2 : Modes initiales de la vibration .....	108
Fig V.3 : Contreventement de la structure .....	109
Fig V.4 : Modes principaux de la vibration .....	109

Fig VII.1 : Dimensions de voile plus favorable .....	135
Fig VII.1 : Disposition des armatures des voiles .....	139
Fig VIII.1 : Schéma de voile périphérique .....	141
Fig VIII.2 : Radier général .....	145
Fig VIII.3 : le panneau le plus défavorable .....	149
Fig VIII.4 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture .....	152
Fig VIII.5 : répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture. ....	153
Fig VIII.6 : Ferrailage du libage: .....	156

## NOTATIONS ET SYMBOLES

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$A_l$  : section d'armature longitudinale.

$A_{min}$  : section d'armature minimale déterminée par les règlements.

$A_r$  : section d'armature de répartition.

$A_t$  : section d'armature transversale.

$A_s$  : section d'armatures tendue.

$A_s'$  : section d'armature comprimée.

$Br$  : section réduite du béton.

$Cp$  : facteur de force horizontale.

$Cs$  : coefficient de sécurité.

$D$  : coefficient d'amplification dynamique.

$E$  : module de déformation longitudinale.

$E_{ij}$  : module de déformation longitudinale instantanée.

$E_{iv}$  : module de déformation longitudinale différée.

$G$  : action permanente .

$H$  : hauteur .

$I$  : moment d'inertie.

$J$  : action permanente avant mise en place des cloisons.

$L$  : longueur.

$Le$  : longueur en élévation.

$Ln$  : entre axe des nervures.

$M$  : moment fléchissant.

$M_j$  : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons.

$M_{ser}$  : moment fléchissant d'état limite de service.

$M_t$  : moment fléchissant de travée.

$M_u$  : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.

$M_1$  : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud.

$M_2$  : coefficient de Pigeaud  $M_{22}$  : moment suivant le sens 2-2

$M_3$  : moment suivant le sens 3-3.

$N$  : effort normal.

$N_{pp}$  : effort normal dû au poids des poutres principales.

$N_{ps}$  : effort normal dû au poids des poutres secondaires.

$N_{ser}$  : effort normal d'état limite de service.

$N_u$  : effort normal d'état limite ultime de résistance.

$P$  : poids propre ; périmètre.

$Q$  : action variable quelconque ; facteur de qualité.

$R$  : rayon ; coefficient de comportement de la structure.

$S$  : surface.

$T$  : effort tranchant

$T_x$  : période fondamentale dans le sens x-x.

$T_y$  : période fondamentale dans le sens y-y.

$U_c$  : périmètre du contour.

$V$  : action sismique ; effort horizontal.

$W$  : poids total de la structure.

$a$  : longueur ; distance ; dimension.

$b$  : largeur.

$b_0$  : largeur de la nervure.

$b_1$  : largeur de poteau.

$c$  : enrobage.

$d$  : hauteur utile.

$e$  : excentricité ; espacement.

$f$  : flèche.

$f_{bc}$  : contrainte caractéristique du béton à la compression.

$f_e$  : limite élastique d'acier.

$f_{tj}$  : contrainte caractéristique du béton à la traction.

$g$  : giron de la marche.

$h$  : hauteur.

$h_e$  : hauteur libre.

$h'$  : hauteur de la zone nodale.

$j$  : nombre des jours.

$l$  : longueur ; distance.

$l_f$  : longueur de flambement.

$l_x$  : la petite dimension du panneau de la dalle.

$l_y$  : la grande dimension du panneau de la dalle.

$l'$  : longueur de la zone nodale.

$l_0$  : longueur libre.

$q_{eq}$  : charge linéaire équivalente.

$q$  : charge linéaire.

$q_{ser}$  : charge linéaire d'état limite de service.

$q_u$  : charge linéaire d'état limite ultime de résistance.

$t$  : période.

$x$  : abscisse.

$y$  : ordonnée.

$\alpha$  : Angle, coefficient sans dimension.

$\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments.

$\beta$  : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération.

$\varepsilon$  : Coefficient de réponse.

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.

$\lambda$  : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions.

$\mu$  : Moment réduit.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\sigma$  : contrainte de béton ou d'acier.

$\tau$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

$\psi$  : Coefficient de pondération.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$\delta$  : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement.

$\phi$  : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.

**I.1-Introduction générale :**

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Avec la croissance démographique assez rapide en Algérie et l'espace urbain libre se fait de plus en plus rare, les autorités Algérienne commencent à opter pour la construction verticale.

C'est pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « **Etude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (R+07 avec sous-sol) à Tissemsilt** », qui sera notre projet de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de fin de cycle.

Ce projet de fin d'études nous permet de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation, et de faire une évaluation de leur parcours et aussi de coordonner, d'agencer pour la première fois nos connaissances pour en faire un projet réel.

L'ouvrage sera réaliser en béton armé, car ce matériaux présente un grand avantage par rapport au côté économique, il est peu couteux en comparaison a autres matériaux (charpente métallique, bois).

L'étude dynamique du bâtiment est indispensable afin de déterminer le comportement de la structure pendant les actions sismiques, car l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, c'est pourquoi elle est souvent soumise à une activité sismique intense.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commerciale, implantée à (TISSEMSILT) dans une zone de moyenne sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 7 étages.

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage :

On a trois (03) critères pour le calcul : la résistance, la stabilité et l'économie

Notre travail est constitué de huit (08) chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc).

- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments planchers.
- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux
- Le cinquième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 9.7.
- Le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux
- le septième chapitre consiste au ferrailage des voiles.
- le huitième chapitre consiste à la conception et le calcul des fondations

On termine notre travail par une conclusion général.

### **I.2-Présentation de l'ouvrage :**

Le projet que nous traitons concerne l'étude d'un Bâtiment en R+7 avec un sous-sol à usages multiples (habitation, commerce, bureau), implanté dans la Wilaya de Tissemsilt, la Wilaya est considéré comme un zone à faible action de vent «ZONE I» selon les règlements **NEIGE ET VENT 1999 (D.T.R. C 2-4.7)**. En ce qui concerne le côté sismique la région est classé comme une zone a moyenne sismicité «IIa» selon la classification des zones établie par le règlement parasismique **Algérien RPA 99 (version 2003)**

Notre bâtiment comporte :

>>Un sous-sol : parking

>>Un Rez-de chaussée ,bureau+habitation

>> 1<sup>ère</sup> étage: habitation+commercial

>>2<sup>ème</sup> étages à 7<sup>ème</sup> étages à usage d'habitation.

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

Hauteur sous-sol	3,06 m
Hauteur du RDC	3,06 m
Les étages courants	3,06 m
Hauteur totale du bâtiment	27,54m
Longueur en plan	19,60m
Largeur en plan	27,40m

**2.2-Données du site :**

>>Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le règlement parasismique **Algérien RPA 99 (version 2003)** comme zone sismique (IIa).

>>L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

>>Le site est considéré comme meuble (S3).

>>Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 1.50$  bars.

**I.3-Conception de l'ouvrage :****3.1- Les contreventements :**

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du **RPA 99 (version 2003)**. Et puisqu'il ne répond pas aux conditions de l'article **1-b du RPA99/version 2003**, et qu'il dépasse deux niveaux (8m), on opte pour un contreventement mixte avec justification d'interaction portique - voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier certain conditions :

>>Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations des aux charges verticales.

>>Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

>>Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

**3.2- Les plancher :**

Ce sont des éléments séparant deux niveaux successifs dans une construction et recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment, ils ont d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique.

En ce qui concerne les types de planchers employés dans notre structure, nous allons opter pour :

**2. a- Plancher à corps creux (16+4) :**

Les poutrelles sont coulées in situ avec les poutres et la dalle de compression du plancher.

On a opté pour ce type de plancher pour les raisons suivantes :

>>Facilité de réalisation.

>>Les portées de notre projet ne sont pas grandes.

>>Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique

>>Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les corps creux).

**3.3- Les escaliers :**

Ce sont des éléments constitués d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) qui permettent l'accès entre les étages, ils sont constitués en béton armé et en mortier.

Notre structure comporte un seul type d'escaliers, c'est un escalier droit à deux volées.

**3.4- Le revêtement :**

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

**3.5- La maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont constitués par double parois à brique creuses, avec une épaisseur de (10+15) cm séparés par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

**3.6- Les fondations :**

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que le sol en place est de composition Argile silto-sableuse donc la transmission des charges de la superstructure au sol est assurée par un radier général.

**3.7- Gaine d'ascenseurs :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, l'ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages. Dans l'ouvrage en question nous allons installer deux ascenseurs pour éviter l'encombrement.

**I.4- Caractéristique des matériaux :****4.1- Béton :**

Le béton est un mélange composé de :

Ciment, air, eau, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis

Ce matériaux résiste bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

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  $2.50 \text{ t/m}^3$ .

**1.1- Résistances mécaniques du béton :****1. a - Résistance à la compression:**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

1. Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{cases}$$

2. Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{cases}$$

**1. b- Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$

1.2- Contrainte limite :

2. a-État limite ultime (ELU) :

Diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

-  $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

-  $\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$

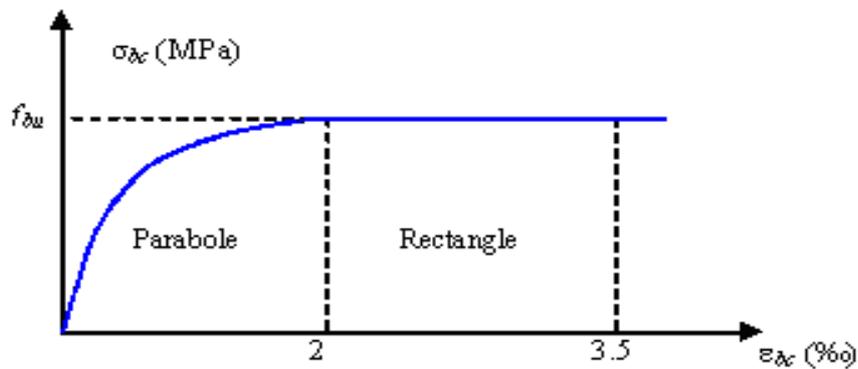


Fig I.1: Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton.

$f_{bu}$ : Contrainte ultime du béton en compression  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta y_b}$

$y_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

2. b- Etat limite de service (ELS) :

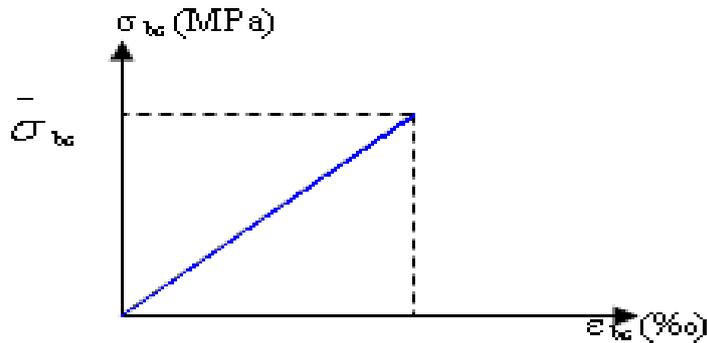


Fig I.3: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

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

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

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

1.3- Modules de déformation longitudinale:

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700 \left( f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 \left( \frac{f_{cj}}{3} \right) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa avec fumée de silice} \end{cases}$$

1.4- Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

3.2-Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

I. 2.1-Contrainte limite

1. a- Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation

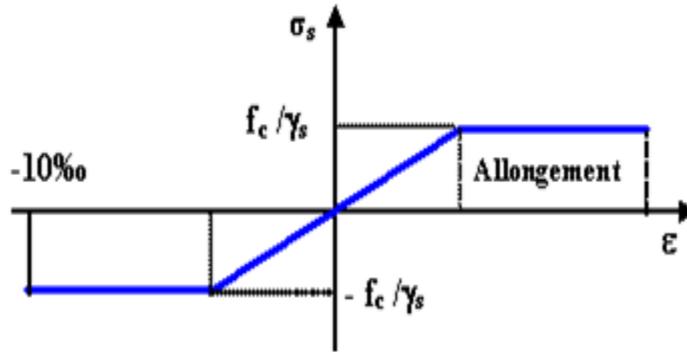


Fig I.4: Diagramme contrainte-déformation d'acier

$\gamma_s R$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s R = 1 \rightarrow$  Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s R = 1.15 \rightarrow$  Cas de situations durable ou transitoire.

1. b-Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \text{ avec } \sigma_s = \min\left(f_e \times 2/3, 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \sigma_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = \min\left(f_e / 2, 90\sqrt{\eta \cdot f_{c28}}\right)$$

Avec :

$\eta$ : Coefficient de fissuration avec

$\eta = 1$  Pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

**I. 5 -Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours est :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance à la traction du béton est :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa}$ .
- Pour les armatures de l'acier :
  - Longitudinales : on a choisi le :  $\ll f_{eE400} \gg H.A f_e = 400 \text{ MPa}$ .
  - Transversales : on a choisi le :  $\ll f_{eE235} \gg R.L$ .
  - Treillis soudés (de la dalle de compression) :  $\ll f_{eE500} \gg H.A f_e = 500 \text{ MPa}$ .

## II.1-Pré-dimensionnement des différents éléments :

### II.1.1- Pré dimensionnement des planchers :

#### 1.1-Planchers à corps creux :

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

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

$h_t$  : Hauteur totale du plancher

Avec :

$$h_t \geq \frac{365}{22,5} = 16,22\text{cm}$$

$L$ : Portée maximale de la poutrelle entre nus

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} \text{ épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

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

### II.2-Evaluation des charges et des surcharges :

#### 2.1-Les planchers :

##### 1. 1-plancher terrasse inaccessible :

**Tableau II.1: Charges et surcharge du plancher terrasse**

Désignation	$G$ (Kn/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons roulé (4cm)	0,80
Etanchéité multicouche (2cm)	0,12
Forme de pente en béton léger (5cm)	0,90
Isolation thermique en liège (2,5cm)	0,66
Plancher à corps creux (16+4) cm	2,80
Enduit en plâtre (2cm)	0,20
<b>G</b>	<b>5,48</b>
<b>Q</b>	<b>1.00</b>

## 1. 2-plancher étage courants :

Tableau II.2: Charges et surcharge des étages courants

Désignation	$G (Kn/m^2)$
Revêtement en carrelage (2cm)	0,40
Mortier de pose (2cm)	0,40
Sable fin pour mortier (2cm)	0,36
Plancher à corps creux (16+4) cm	2,80
Enduit en plâtre (2cm)	0,20
Cloison en briques creuses (10cm)	0,90
Isolation phonique (2,5cm)	0,10
<b>G</b>	<b>5,16</b>
Q Plancher RDC (bureau)	2.00
Q Plancher 1er étage (usage commercial)	5.00
Q 2ème a7ème étages (habitations)	1,50

## 1.3-Mur extérieur :

Tableau II.3: Charges et surcharge du mur extérieure

Désignation	$G (Kn/m^2)$
Brique creuses (10cm)	0,90
Brique creuses (15cm)	1,30
Enduit extérieur en ciment (2cm)	0,40
Enduit intérieur en plâtre (1,5cm)	0,15
<b>G</b>	<b>2,75</b>

## 2.1-Remarque :

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

$$G_m = 2,20 \text{ KN/m}$$

## 2.4-Pré dimensionnement des poutres :

Nous avons deux types de poutres :

On trouvera deux types de poutres :  $\begin{cases} \text{Poutre principale} : L = 4,80m \\ \text{Poutre secondaire} : L = 3,65m \end{cases}$

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,4d \leq b \leq 0,8d \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} ht : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{cases}$$

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

### 4.1-Poutres principales :

$$\begin{cases} L_{\max} = 480 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 32 \text{ cm} \leq h_t \leq 48 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 13,5 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de l'RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(30X 40) cm<sup>2</sup>** comme section des poutres principales.

### 4.2-Poutres secondaires :

$$\begin{cases} L_{\max} = 365 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 24,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 36,5 \text{ cm} \\ h_t = 35 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(30X 35) cm<sup>2</sup>** comme section des poutres secondaires

## 2.5-Pré dimensionnement des poteaux :

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

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas

Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d'exploitations.

**5.1- Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :**

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... ,  $n$  qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

*Sous terrasse* .....  $Q_0$

*Sous étage 1* .....  $Q_0 + Q_1$ .

*Sous étage 2* .....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .

*Sous étage 3* .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .

*Sous étage 4* .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .

*Sous étage n* .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  Pour  $n \geq 5$

**Tableau II.4: Dégression des charges d'exploitation**

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse</b>	$Nq_0=1,00$	1
<b>07</b>	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
<b>06</b>	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
<b>05</b>	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
<b>04</b>	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
<b>03</b>	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
<b>02</b>	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
<b>01</b>	$Nq_7=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	10,94
<b>R.D.C</b>	$Nq_8=q_0+0,69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	12,04
<b>S.SOL</b>	$Nq_9=q_0+0,66 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	13,21

### 5.2-La surface afférente du poteau :

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre :

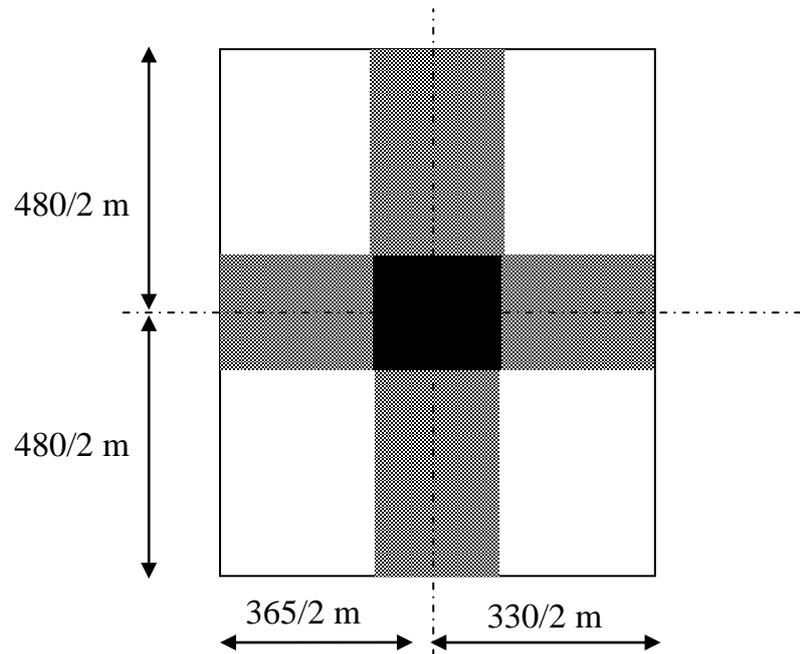


Fig II.1 : La Surface afférente du poteau

$$S = \left( \frac{3,30}{2} + \frac{3,65}{2} \right) \times \left( \frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2} \right)$$

$$S = 16,68 \text{ m}^2$$

### 5.3-Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$G_{p,principale} = \left( \frac{4,8}{2} + \frac{4,8}{2} \right) 0,3 \times 0,40 \times 25 = 14,4 \text{ Kn}$$

$$G_{p,secondaire} = \left( \frac{3,65}{2} + \frac{3,30}{2} \right) \times 0,3 \times 0,35 \times 25 = 9,12 \text{ Kn}$$

$$G_{terrasse} = (5,48) \times 16,68 = 91,40 \text{ Kn}$$

$$G(\text{RDC, E. courant}) = (5,16) \times 7 \times 16,68 = 602,48 \text{ Kn}$$

$$G_{total} = (14,4 + 9,12) \times 9 + 91,40 + 602,48 = 905,56 \text{ Kn}$$

$$Q = 16,84 \times 13,21 = 220,34 \text{ Kn}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1,1 \times 905,56 = 996,11 \text{ KN}$$

$$NQ = 1,1 \times 220,34 = 242,37 \text{ KN}$$

$$Nu = (1,35 \times 996,11) + (1,5 \times 242,37) = 1708,30 \text{ KN}$$

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

**4.1-Détermination de "a" :**

**1. a-Vérification de flambement :**

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

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

$$B = a.b$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,29a$$

Avec :

- L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement
- i** : Rayon de giration
- B**: Section des poteaux
- λ** : L'élanement du poteau
- I** : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On a:  $L_0 = 3,06$  ;  $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14m = 214 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,29a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,29,50} = 14,77\text{cm}$$

On prend : **a = 45cm**

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow \frac{214}{14,50} = 14,77 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**4.2-Détermination de b :**

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

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

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

$B_r$ :Section réduite

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

$A_s$  =Section d'armature longitudinale

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

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

$\alpha$  : étant un coefficient fonction de  $\lambda$ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,29,45} = 16,41 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{16.41}{35}\right)^2} = 0,814$$

$$N_u \leq 0,814 \left[ \frac{43(b-2),25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,344(b-2).400.}{1,15.10} \right] = 24,19\text{cm}$$

**On prend : b = 45 cm**

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

min (a,b) = 45 cm > 25 cm.....Condition vérifiée.

min (a,b) = 45cm >  $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$ .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$  .....Condition vérifiée.

**4.3-Choix de la sections des poteaux :**

**Tableau II.5: Choix des sections des poteaux**

Niveau	(a x b) cm <sup>2</sup>
7	(35 x 35)
6	
5	
4	(40 x 40)
3	
2	
1	(45 x 45)
RDC	
SOUS SOL	

**2.6- Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armée destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,90 \text{ cm}$$

Avec :

$L$  : Longueur du voile

$e$  : Epaisseur du voile

$h_e$  : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

**II.3-Tableau récapitulatif :**

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

**Tableau II.6: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles**

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre principale (cm <sup>2</sup> )	Section de poutre secondaire (cm <sup>2</sup> )	Épaisseur des voiles (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	45X 45	30 X 40	30 X 35	20
R.D.C.				
01				
02	40 X 40	30 X 40	30 X 35	20
03				
04				
05	35 X 35	30 X 40	30 X 35	20
06				
07				
Terrasse	/	30x40	30x35	/

## Calcul des planchers :

### III.1-Introduction :

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

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

Comme notre projet est à usage de bureaux et d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux.

-le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

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

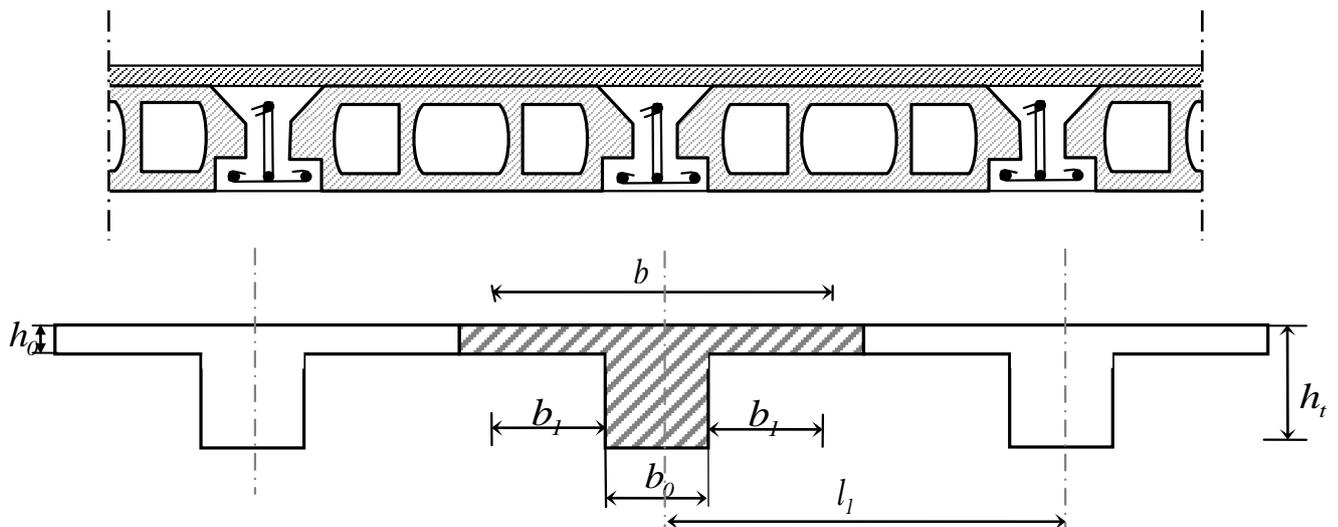


Fig III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a un seul type de plancher :

-plancher a corps-creux

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

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

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

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{365}{10} = 36,5 \text{ cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

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.

**2.1-Les conditions d’application de la méthode forfaitaire :**

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

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

**2.2-Principe de calcul :**

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M<sub>0</sub>" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M<sub>w</sub>, M<sub>t</sub>, M<sub>e</sub> 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<sub>0</sub> : moment maximal dans la travée indépendante

M<sub>t</sub> : moment maximal dans la travée étudiée

M<sub>w</sub> : moment sur l'appui gauche de la travée

M<sub>e</sub> : moment sur l'appui droit de la travée

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

**2.3-Valeurs des moments aux appuis :**

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

- Cas de deux travées : 0,6M<sub>0</sub>
- Cas de trois travées : 0,5M<sub>0</sub>      0,5 M<sub>0</sub>
- Cas de plus de trois travées: 0,5M<sub>0</sub>    0,4M<sub>0</sub>    0,4 M<sub>0</sub>    0,5M<sub>0</sub>

**2.4-Effort tranchant :**

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

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

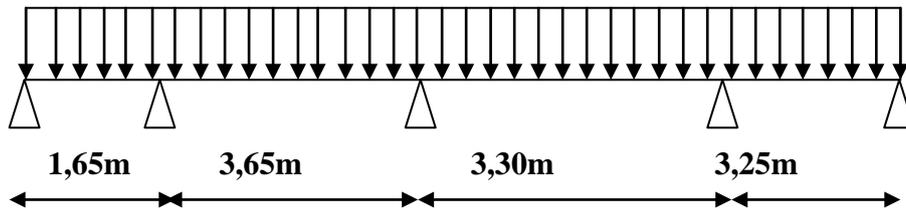
- $T_w = (M_w - M_e)/l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e)/l - Ql/2$

III .3-Calcul des poutrelles :

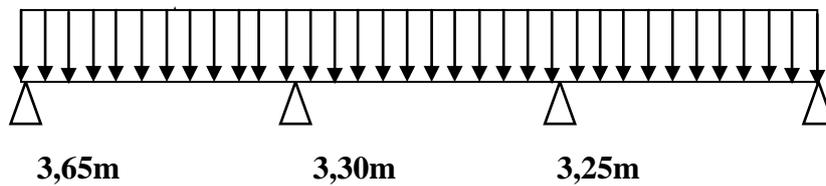
3.1-Type de poutrelles :

Notre construction comporte cinq types de poutrelles ;

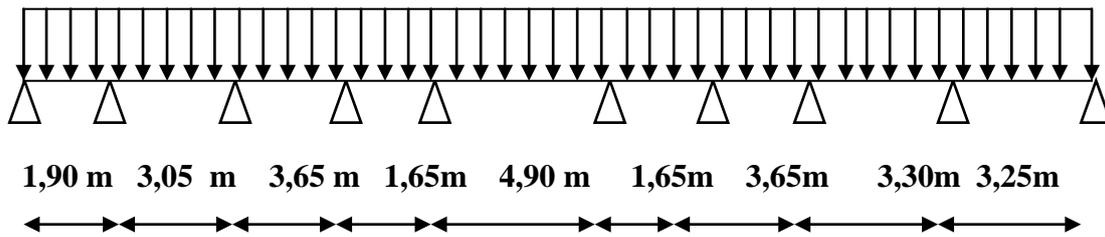
Type1 :



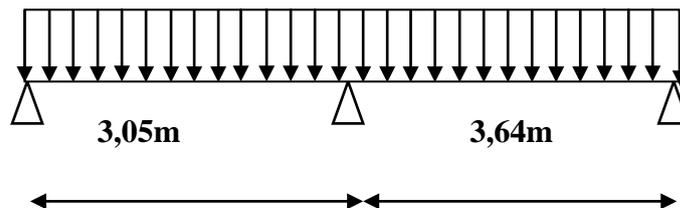
Type2 :



Type3 :



Type4 :



Type:5

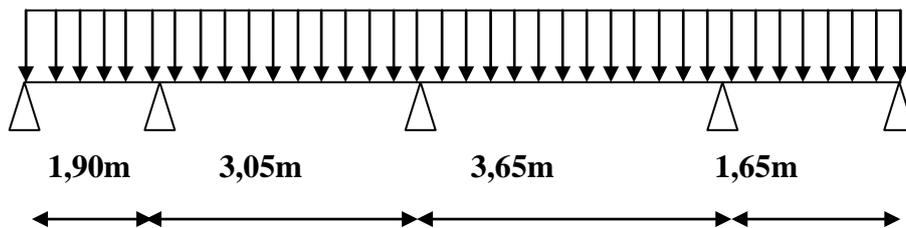


Fig III. 2 : Les différents types des poutrelles

**3.2-Les combinaisons de charges :**

Les charges par mètre linéaire /mL

**2. a-Plancher R.D.C :**

$$\begin{cases} G = 5,16 \times 0,65 = 3,35 \text{ KN/mL} \\ Q = 2 \times 0,65 = 1,3 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,74 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,65 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

**2. b-Plancher 1<sup>ère</sup> étage:**

$$\begin{cases} G = 5.16 \times 0,65 = 3,35 \text{ KN/mL} \\ Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,37 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 6,6 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

**2. c-Plancher 2<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage:**

$$\begin{cases} G = 5,16 \times 0,65 = 3,35 \text{ KN/mL} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,98 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,32 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

**2. d-Plancher terrasse :**

$$\begin{cases} G = 5,48 \times 0,65 = 3,56 \text{ KN/mL} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,78 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,21 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

**3.3-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

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

a- **Plancher R.D.C :**  $G = 5,16 \text{ KN/m}^2, Q = 1,3 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,3 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,32 \text{ KN/m}^2$ .....condition vérifiée

b- **Plancher 1<sup>ère</sup> étages :**  $G = 5,16 \text{ KN/m}^2, Q = 3,25 \text{ KN/m}^2$

$Q = 3,25 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,32 \text{ KN/m}^2$ .....condition vérifiée

c- **Plancher 2<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> étage:**  $G = 5,16 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,32 \text{ KN/m}^2$ .....condition vérifiée

d-**Plancher terrasse :**  $G = 5,48 \text{ KN/m}^2, Q = 0,65 \text{ KN/m}^2$

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

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

3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du 1<sup>er</sup> au 6<sup>ème</sup> étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable ..... condition non vérifié.

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

4-  $0,8 \leq Li / Li + 1 \leq 1,25$ .....condition non vérifiée.

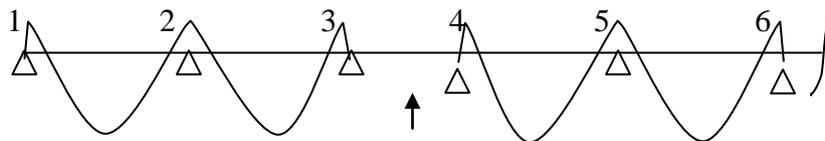
Puisque le rapport  $0,8 \leq Li / Li + 1 \leq 1,25$  n'est pas satisfait ; on utilise la méthode forfaitaire modifiée pour la travée particulière ; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour les restes travées.

**3.4-Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :**

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

On distingue deux cas :

**4.1-Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées : (travée intermédiaire)**



Travée particulière

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

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

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

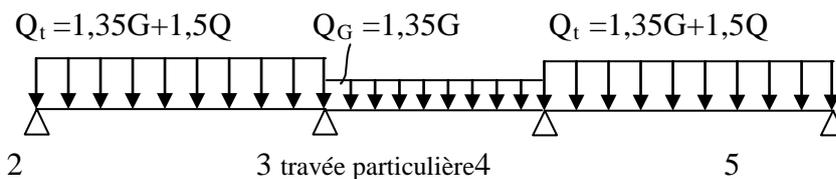
$$Ma_4 = 0,4 M_{045}$$

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

**1.1-Calcul des moments de la travée particulière :**

**a- Le moment minimal de la travée particulière :**

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

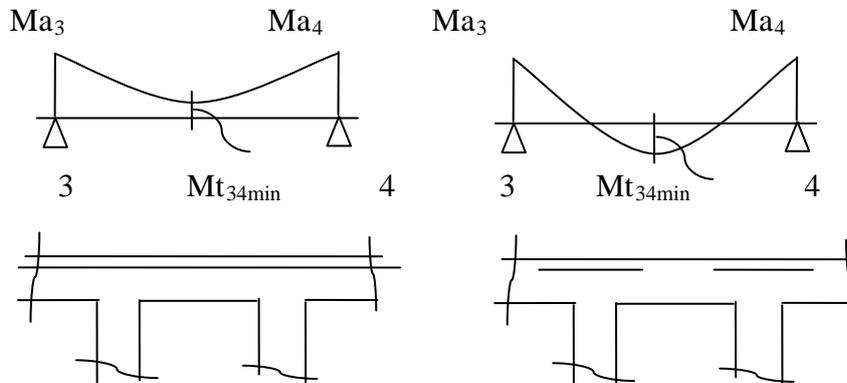


Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant ( $Ma_3$  et  $Ma_4$  en valeur absolue):

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

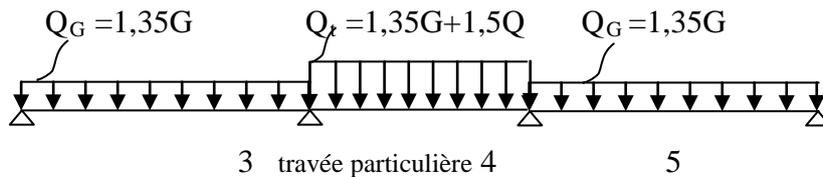
Le moment  $M_{t_{34min}}$  est évalué en remplaçant x par la valeur :  $x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$

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



**1. b- Le moment maximal de la travée particulière :**

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



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant ( $M_{a3}$  et  $M_{a4}$  en valeur absolue) :

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

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

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

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

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

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

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

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

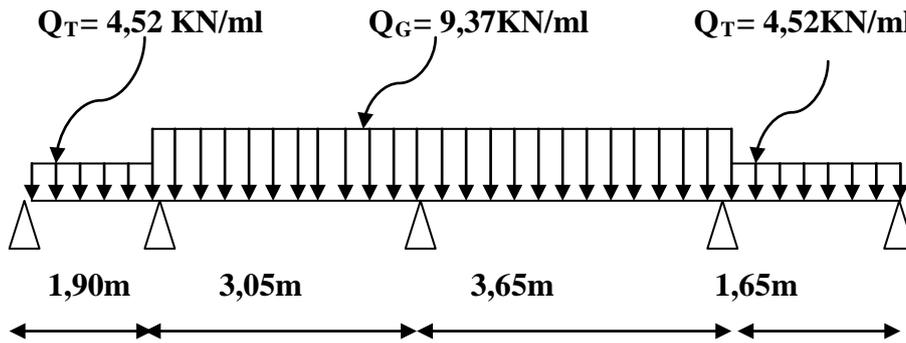
**4.2- Cas ou la travée particulière est une travée de rive :**

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

**III .4-Calcul des Plancher (R.D.C) :**

Le calcul se fait à l'E.L.U

**4.1-Calcul du moment minimal de la travée AB et DE**



**1.1-Moments isostatiques :**

$$M_{0AB} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 4,52 (1,9)^2 / 8 = 2,03 \text{KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 9,37 (3,05)^2 / 8 = 10,89 \text{KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 9,37(3,65)^2 / 8 = 15,60 \text{KN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 4,52(1,65)^2 / 8 = 1,53 \text{KN.m}$$

**1.2-Moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2 \max (M_{0AB}) = 0,40 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 5,44 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 6,24 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 7,8 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0,2 \max (M_{0DE}) = 0,30 \text{KN.m}$$

Moment en travée particulière

**AB:(Mt<sub>min</sub>)**

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G \cdot L} = \frac{1,9}{2} + \frac{0,40 - 5,44}{4,52 \cdot 1,9} = 0,36 \text{ m}$$

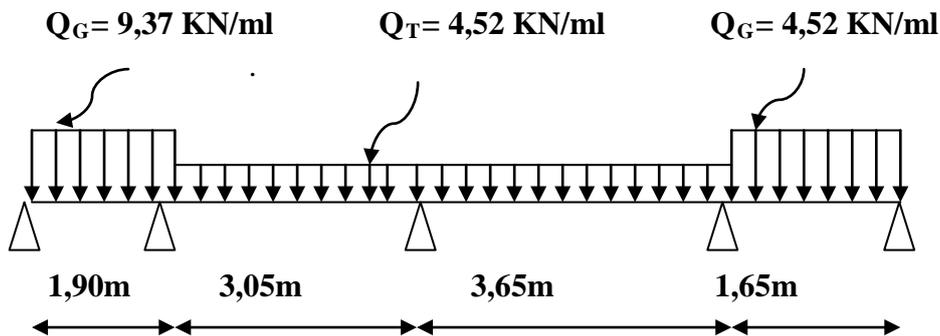
$$Mt_{\min}(x) = 4,52 \cdot 0,36 \cdot \left( \frac{1,9 - 0,36}{2} \right) - 0,4 \left( 1 - \frac{0,36}{1,9} \right) - 5,44 \cdot \frac{0,36}{1,9} = -0,10 \text{KN.m}$$

DE:(Mt<sub>min</sub>)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_G \cdot L} = \frac{1,65}{2} + \frac{7,8 - 0,3}{4,52 \cdot 1,65} = 1,83 \text{ m}$$

$$Mt_{\min}(x) = 4,52 \cdot 1,83 \cdot \left( \frac{1,65 - 1,83}{2} \right) - 7,8 \left( 1 - \frac{1,83}{1,65} \right) - 0,3 \cdot \frac{1,83}{1,65} = -0,22 \text{ KN.m}$$

4.2-Calcul du moment maximal de la travée AB et DE



2.1-Moments isostatiques :

$$M_{0AB} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 9,37(1,9)^2 / 8 = 4,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,52(3,05)^2 / 8 = 5,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 4,52(3,65)^2 / 8 = 7,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 9,37(1,65)^2 / 8 = 3,18 \text{ KN.m}$$

2.2-Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 (M_{0AB}) = 0,84 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \min (M_{0AB}, M_{0BC}) = 2,11 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \min (M_{0BC}, M_{0CD}) = 2,1 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \min (M_{0CD}, M_{0DE}) = 1,59 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2 (M_{0ED}) = 0,63 \text{ KN.m}$$

Moment en travée particulière :(Mt<sub>max</sub>)

AB:(Mt<sub>max</sub>) :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G \cdot L} = \frac{1,9}{2} + \frac{0,84 - 2,11}{9,37 \cdot 1,9} = 0,87 \text{ m}$$

$$Mt_{\min}(x) = 9,37 \cdot 0,87 \cdot \left( \frac{1,9 - 0,87}{2} \right) - 0,84 \left( 1 - \frac{0,87}{1,9} \right) - 2,11 \cdot \frac{0,87}{1,9} = 2,77 \text{ KN.m}$$

DE:(Mt<sub>max</sub>) :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_D - M_E}{Q_G \cdot L} = \frac{1,65}{2} + \frac{1,59 - 0,63}{9,37 \cdot 1,65} = 0,88 \text{ m}$$

$$Mt_{\max}(x) = 9,37 \cdot 0,88 \cdot \left( \frac{1,65 - 0,88}{2} \right) - 1,59 \left( 1 - \frac{0,88}{1,65} \right) - 0,63 \cdot \frac{0,88}{1,65} = 2,1 \text{ KN.m}$$

#### 4.3-Calcul des moments dans les autres travées :

On utilise la méthode forfaitaire :

##### 3.1-Sollicitation à l'E.L.U :

- $qu = (1,35G + 1,5Q) \cdot 0,65 = 9,37 \text{ KN/ml}$
- $\alpha = Q/(G + Q) = 5/(9,37 + 5) = 0,347$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,10 > 1,05$  donc on doit tenir compte de 1,14
- $(1,2 + 0,3\alpha)/2 = 0,65$  (travée de rive).
- $(1 + 0,3\alpha)/2 = 0,55$  (travée intermédiaire).

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

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

##### 1. a-Moment en travée :

- **Travée(BC) travée intermédiaire :**

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{BC} \geq 1,10 \cdot 10,89 - (5,44 + 6,24)/2 = 6,13 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{BC} \geq 0,55 \cdot M_{0BC} = 0,57 \cdot 10,88 = 5,98 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } Mt^{BC} = 6,13 \text{ KN.m}$$

- **Travée(CD) travée intermédiaire :**

$$\left. \begin{array}{l} 1) Mt^{DE} \geq 1,10 \cdot 15,60 - (6,24 + 7,8)/2 = 10,14 \text{ KN.m} \\ 2) Mt^{DE} \geq 0,55 \cdot 15,6 = 0,67 \cdot 12,35 = 8,58 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } Mt^{DE} = 10,14 \text{ KN.m}$$

## 4. 4-Effort tranchant

- Travée (AB) :(particulière)

➤  $T_{\max}$  (travée chargée)

$$\begin{cases} T_w = (0,84-2,11)/1,9+9,37.1,9/2 = 8,23 \text{ KN} \\ T_e = (0,84-2,11)/1,9 - 9,37. 1,9/2 = -9,56 \text{ KN} \end{cases}$$

➤  $T_{\min}$ (travée déchargée)

$$\begin{cases} T_w = (0,40 - 5,44)/1,9 + 4,52.1,9/2 = 1,64 \text{ KN} \\ T_e = \frac{0,40 - 5,44}{1,9} - \frac{4,52.1,9}{2} = -6,94 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (BC):

$$\begin{cases} T_w = (5,44 - 6,24)/3,05 + 9,37.3,05/2 = 14,02 \text{ KN} \\ T_e = (5,44 - 6,24)/3,05 - 9,37.3,05/2 = -14,55 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (CD):

$$\begin{cases} T_w = 16,67 \text{ KN} \\ T_e = -17,52 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (DE) :(particulière) :

- $T_{\max}$  (travée chargée)

$$\begin{cases} T_w = 8,51 \text{ KN} \\ T_e = -6,94 \text{ KN} \end{cases}$$

- $T_{\min}$ (travée déchargée)

$$\begin{cases} T_w = 8,27 \text{ KN} \\ T_e = 0,81 \end{cases}$$

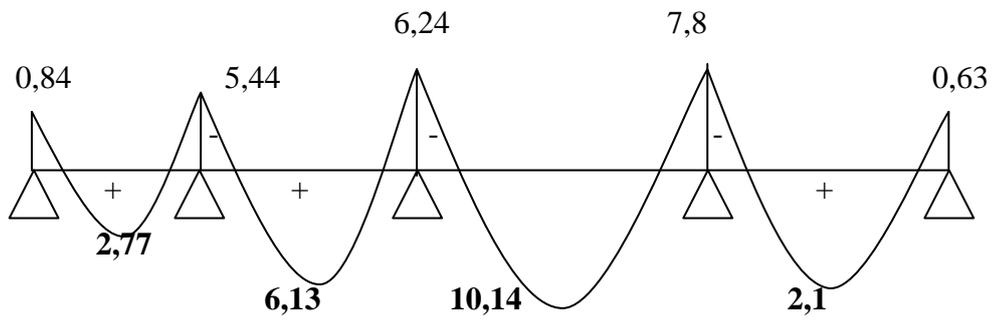


Fig III. 3: Diagramme des moments fléchissant M [Kn.m]

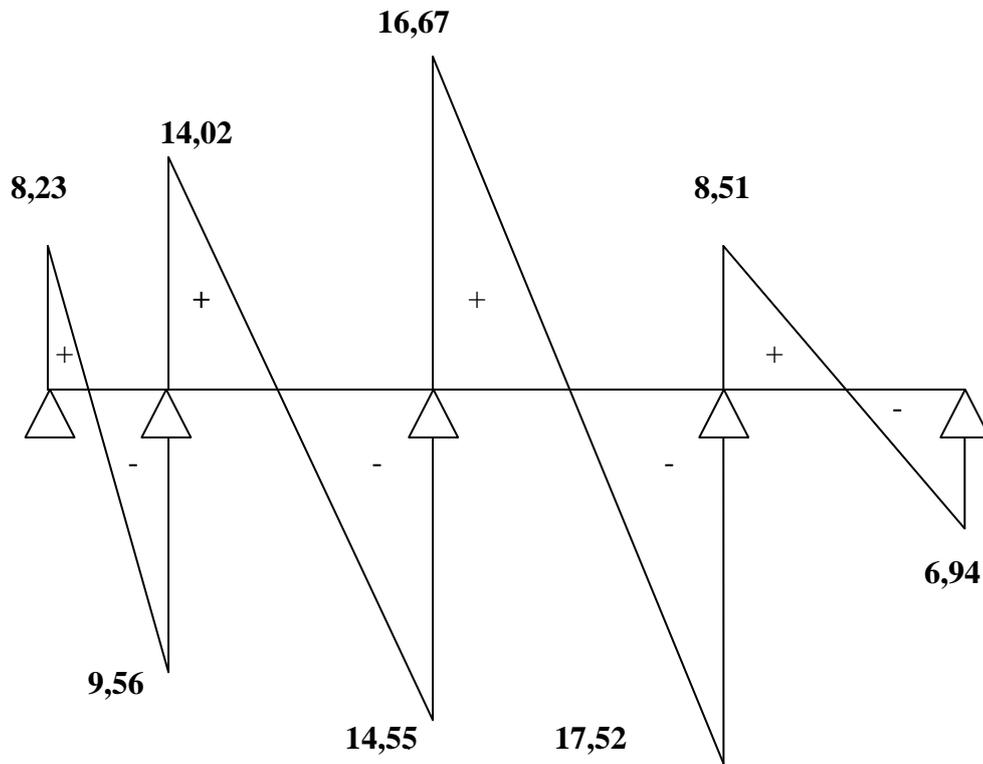


Fig III.4 : Diagramme des efforts tranchants T [Kn]

Tableau III.1: Résultats obtenus

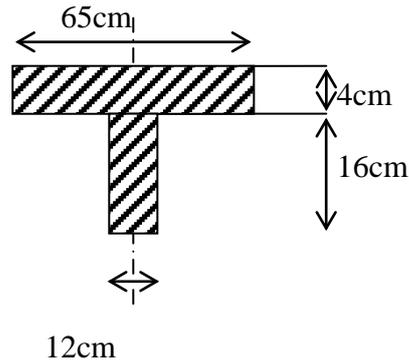
Usage	Type	ELU				ELS		
		MA (KN.m) (rive)	MA (KN.m) (intermédiaire)	Mt(KN.m) (Travée)	Tu(KN)	MA (KN.m) (rive)	MA (KN.m) (intermédiaire)	Mt(KN.m) (Travée)
Bureaux	1	1,70	5,39	7,49	12,10	1,22	3,87	5,38
	2	2,15	3,38	8,56	12,69	1,54	3,87	6,15
	3	1,70	7,77	14,46	15,85	1,22	5,58	10,39
	4	2,14	6,43	7,98	12,95	1,54	4,62	5,74
	5	0,58	5,39	7,49	12,10	0,41	3,87	5,38
	<b>MAX</b>	<b>2,15</b>	<b>7,77</b>	<b>14,46</b>	<b>15,85</b>	<b>1,54</b>	<b>5,58</b>	<b>10,39</b>
Commerce	1	2,47	7,80	10,84	17,53	1,74	5,50	6,47
	2	3,12	7,80	12,40	18,38	2,19	5,49	8,74
	3	2,47	11,25	20,94	22,95	1,74	7,92	14,75
	4	3,10	9,31	11,56	18,76	2,18	6,56	8,14
	5	0,84	7,80	10,84	17,53	0,59	5,49	7,64
	<b>MAX</b>	<b>3,12</b>	<b>11,25</b>	<b>20,94</b>	<b>22,95</b>	<b>2,19</b>	<b>7,92</b>	<b>14,75</b>
Habitation	1	1,57	4,98	6,92	11,18	1,14	3,60	5,00
	2	1,99	4,98	7,91	11,73	1,43	3,60	5,71
	3	1,57	7,18	13,36	14,65	1,14	5,19	9,66
	4	1,98	5,94	7,38	11,97	1,43	4,29	5,33
	5	0,53	4,98	6,91	11,18	0,38	3,60	5,00
	<b>MAX</b>	<b>1,99</b>	<b>7,18</b>	<b>13,36</b>	<b>14,65</b>	<b>1,43</b>	<b>5,19</b>	<b>9,66</b>

#### 4.5-Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

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

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

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



**Fig III.5 : section de calcul**

Données :

- Largeur de la section en T = 65 cm.
- Largeur de la  $b_0 = 12$  cm.
- Hauteur de la section  $h_t = 20$  cm.
- Hauteur de la section  $h_0 = 4$  cm.
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9h = 18$  cm

Et on a :

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

#### III.5-Plancher étage courant (R.D.C) :

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

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 14,46 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 7,77 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 15,85 \text{ KN} \end{array} \right.$$

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

- **En travée :**

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

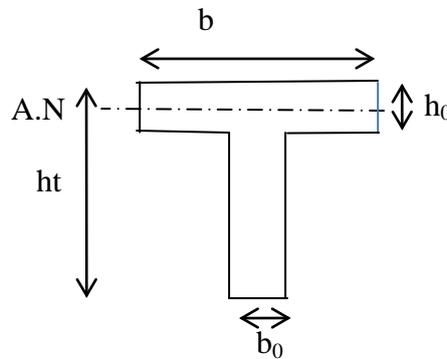
On calcule le moment équilibré par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 14,46 \text{ KN.m} < 58,94 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{tmax} = 14,46 \text{ KN}$$



$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{14,46 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (18)^2 \cdot 65} = 0,048 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,048 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,989$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,46 \cdot 10^3}{0,975 \cdot 18 \cdot 348} = 2,36 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en Tê) :**

- **En Travée**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{(b \times h_0 \times (\frac{h-h_0}{2})) + (b_0 \times (h-h_0) \times (\frac{h-h_0}{2}))}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h-h_0))} = \frac{(65 \times 4 \times (\frac{20-4}{2})) + (12 \times (20-4) \times (\frac{20-4}{2}))}{(65 \times 4) + (12 \times (20-4))} = 13.75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13.75 = 6.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b V_1^3 - ((b-b_0) \times (V_1-h_0))^3}{3} + \frac{b_0 \times (h-V_1)^3}{3} = \frac{(65 \times 6.24^3) - ((65-12) \times (6.24-4))^3}{3} + \frac{12 \times (20-6.24)^3}{3}$$

$$= 5065.80 + 10421.1415 = 15486.9418 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486.9418 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,36 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : **3T10** ;  $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

- **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,77 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,141 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,141 \rightarrow \beta = 0,9235$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,77 \times 10^3}{0,9235 \times 18 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en Tê) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.9418 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,34 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,8 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

On prend : **2T12** ;  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Sur appui de rive :**

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,15 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,15 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en Tê) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.9418 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,24 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 0,34 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$  ; Condition non vérifiée,

On prend  $A_s = 0,80 \text{ cm}^2$

On prend : **1T12** ;  $A_s = 1,13 \text{ cm}$

## 5.2- Vérification à l'E.L.S :

**Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,91^3}{3} + (15 \times 2,36 \times (18 - 3,91)^2) = 8293,27 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10,39 \times 10^3}{8293,27} \times 3,91 = 4,89 \text{ MPa}$$

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

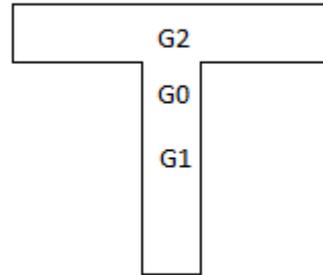
$\sigma_{bc} = 4,89 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

**Vérification de la flèche**

$$f_l = \frac{l}{500}$$

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0y^3 ; \text{Théorème de Huyge}$$

	X	Y
G <sub>1</sub>	0,1	0,06
G <sub>2</sub>	0,325	0,02



**Fig III.6: C.d.G de la poutrelle.**

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + ((bh_0) \times G_2G_0^2) + \left(\frac{b_0H_0^3}{12}\right) + ((b_0H) \times G_0G_1^2)$$

$$= \left(\frac{0,65 \times 0,04^3}{12} + ((0,65 \times 0,04) \times 0,1^2)\right) + \left(\left(\frac{0,12 \times 0,2^3}{12}\right) + ((0,12 \times 0,2) \times 0,02^2)\right)$$

$$= 0,0002634 + 0,0000896 = 3,53 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa} ; M_{ser} = 10,39 \text{ kN.m}$$

$$f_e = \frac{M_{ser} \times l^2}{9,6EI} = \frac{10,39 \times 10^{-3} \times 3,64^2}{9,6 \times 32164,19 \times 3,64 \times 10^{-4}} = 0,00122 \text{ m} = 0,122 \text{ cm}$$

$$f_l = \frac{l}{500} = \frac{364}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$f_e < f_l$  ; Condition vérifiée.

**Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{15,85 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,73 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration peu préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

**2.1-Les armatures transversales  $A_t$  :**

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

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L\right) = \min(5.71; 12 ; 10) ; \text{On trouve } \Phi_t = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

**Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

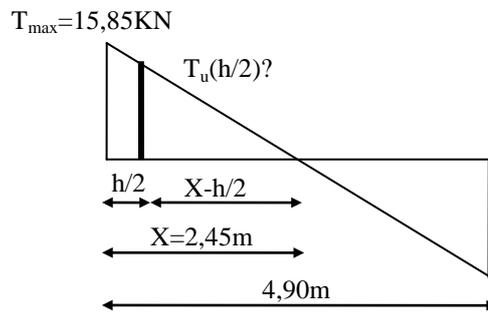
**La section des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

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

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

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



**Fig III.7 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.**

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

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,90}{2} + \frac{11,24 - 11,24}{9,37 \times 4,90} = 2,45 \text{ m}$$

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

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,85 \times (2,45 - 0,10)}{2,45} = 15.20 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,20 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,84 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,84 - (0,3 \times 2,1 \times 1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 1,3 \times 10^{-3} \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,40 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa})$$

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

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3)  $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_l; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

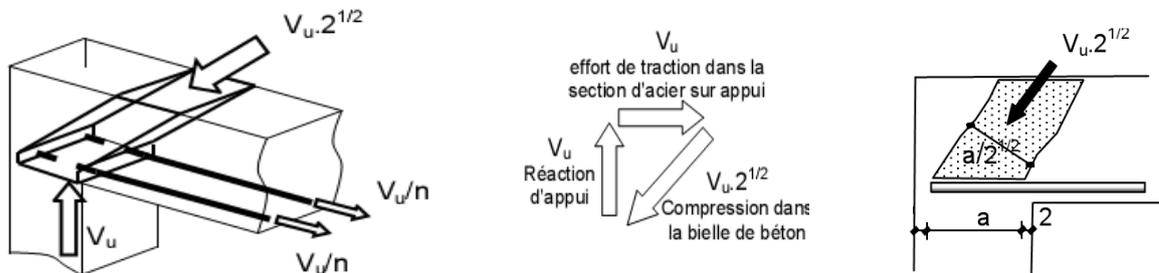
**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis**

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{7,77}{0,9 \times 16,2 \times 10^{-2}} = 53,29 \text{ kN}$$

$$F_u = 53,29 \text{ kN} > T_u = 15,58 \text{ kN};$$

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

**Compression de la bielle d'about**



**Fig III.8: Schéma de la bielle d'about.**

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,85 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,019 \text{ m} = 1,90 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

$$a' : \text{ La largeur d'appui } \quad a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$c : \text{ La largeur de l'appui du poteau } \quad a = \min(41 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,2$$

$$c' : \text{ L'enrobage. } \quad a = 16,2 > 2,10 \text{ cm}; \text{ condition vérifiée.}$$

### Entraînement des armatures

#### Vérification de la contrainte d'adhérence

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

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

T : L'effort tranchant maximum ; T = 15,85 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

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

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,85 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,03 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{\text{ser}} = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée.}$$

#### Ancrage des armatures tendues

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

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

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

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

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

**5.3-Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{490} = 0,040 \leq 0,0444 \right) \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{490} = 0,040 < \frac{10,39}{15.5,58} = 0,12 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,36}{12.18} = 0,010 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} \quad ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

F<sub>i</sub>: flèche due aux charges de faible durée d'application.

F<sub>v</sub>: flèche due aux charges de longue durée d'application

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

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

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} \quad ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I<sub>0</sub> : moment d'inertie de la section totale rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G

If<sub>i</sub> : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

If<sub>v</sub> : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

**Détermination du centre de gravité :**

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

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4).12.(20 - 4)/2] + 15.2,36.2}{(65.4) + (20 - 4).12 + 15.2,36}$$

$$y_G = 12,89 \cong 13 \text{ cm}$$

**Détermination du moment d'inertie:**

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

$$I_g = \frac{65.(12,89)^3}{3} - \frac{(65-12).(12,89-4)^3}{3} + \frac{12.(20-12,89)^3}{3} + 15.2,36.(18-12,89)^2$$

$$I_g = 36353,06 \text{ cm}^4$$

**3.1 Charges prises en comptes :**

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

2-charge après mise de revêtement :  $G = 5,16 \times 0,65 = 3,35 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S :  $P = (G+Q)$ :  $P = (5,16+2) \times 0,65 = 4,65 \text{ KN/m}$

**1.a-Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = 0,71.J.L^2/8 = 0,71 .1,82. (4,9)^2/8 = 3,87 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,71.G.L^2/8 = 0,71.3,35. (4,9)^2/8 = 7,13 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,71.P.L^2/8 = 0,71. 4,65(4,9)^2/8 = 9,88 \text{ KN.m}$$

**1.b-calcul des contraintes:**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s.Z} = \frac{3,87.10^3}{2,36.0,9.18} = 101,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A_s.Z} = \frac{7,13.10^3}{2,36.0,9.18} = 186,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s.Z} = \frac{9,88.10^3}{2,36.0,9.18} = 258,42 \text{ MPa}$$

**1.c-Calcul des coefficients:**

$f; \lambda_i; \lambda_v$

$$f = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{2,36}{12.18} = 0,010$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).f} = \frac{0,05.2,1}{(2 + 3.12/65).0,010} = 4,11.$$

$$\lambda_v = (2/5).\lambda_i = (2/5).4,11 = 1,64$$

**1.d-Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ) :**

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

$$* \mu_j = 1 - [(1,75.2,1)/(4.0,010.101,22) + 2,1] = 0,40$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75.2,1)/(4.0,010.186,49) + 2,1] = 0,61$$

$$* \mu_p = 1 - [(1,75.2,1)/(4.0,010.258,42) + 2,1] = 0,70$$

**1.e-Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G = 36353,06 \text{cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \cdot 36353,06}{(1 + 4,11 \cdot 0,40)} = 15124,19 \text{m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 36353,06}{(1 + 4,11 \cdot 0,61)} = 11402,11 \text{cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 36353,06}{(1 + 4,11 \cdot 0,70)} = 10314,25 \text{m}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 36353,06}{(1 + 1,64 \cdot 0,61)} = 19990,18 \text{cm}^4.$$

**1.f-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:**

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

$$F_{ij} = \frac{3,87(4,9)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 32164,2 \cdot 15124,19)} = 0,19 \text{cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{7,13 \cdot (4,9)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 32164,2 \cdot 11402,11)} = 0,46 \text{cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{9,88 \cdot (4,9)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 32164,2 \cdot 10314,25)} = 0,71 \text{cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{7,13 \cdot (4,9)^2 \cdot 10^7}{(10 \cdot 10818,86 \cdot 19990,18)} = 0,79 \text{cm}.$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}^2$$

$$F_{\text{total}} = 0,79 - 0,19 + 0,71 - 0,64 = 0,67 \text{ cm}.$$

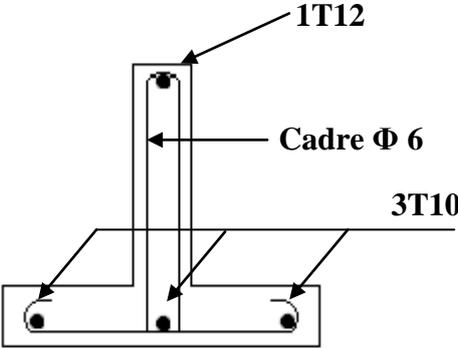
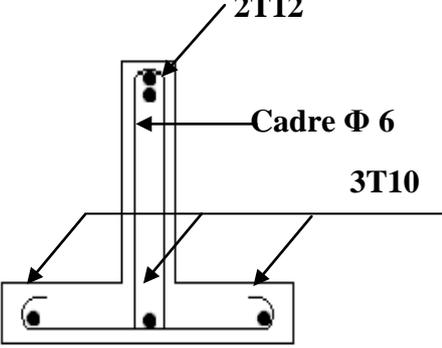
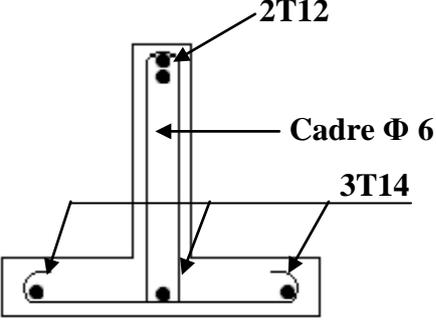
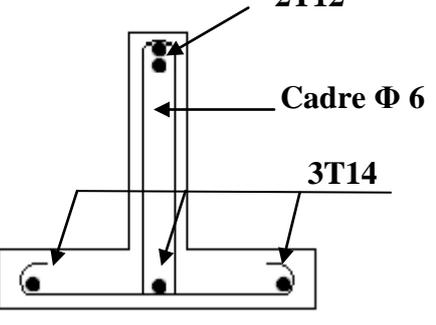
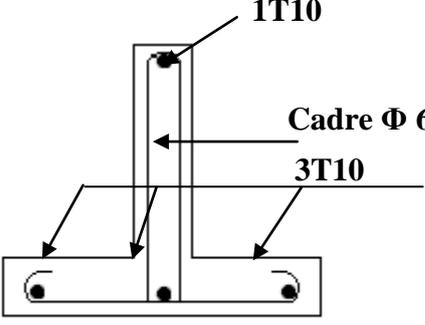
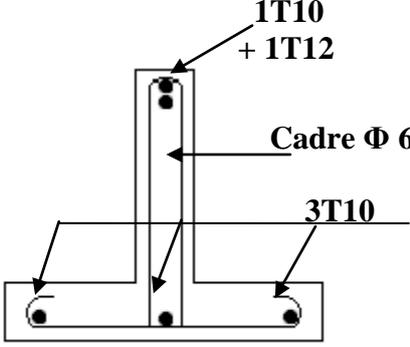
$$F_{\text{total}} = \mathbf{0,67 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 490/500 = 0,98 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{adm}} = \mathbf{0,98 \text{ cm}}$$

$$F_{\text{total}} = \mathbf{0,67 \text{ cm}} < F_{\text{adm}} = \mathbf{0,98 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau III.2: Dessin de ferrailage des poutrelles

Niveaux	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
R.D.C	 <p>1T12 Cadre <math>\Phi</math> 6 3T10</p>	 <p>2T12 Cadre <math>\Phi</math> 6 3T10</p>
1 <sup>ère</sup> étage	 <p>2T12 Cadre <math>\Phi</math> 6 3T14</p>	 <p>2T12 Cadre <math>\Phi</math> 6 3T14</p>
2 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> étage	 <p>1T10 Cadre <math>\Phi</math> 6 3T10</p>	 <p>1T10 + 1T12 Cadre <math>\Phi</math> 6 3T10</p>

III.6-Plancher terrasse :

6.1-Méthode de calcul :

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

1.1-Principe de calcul de la méthode des trois moments :

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

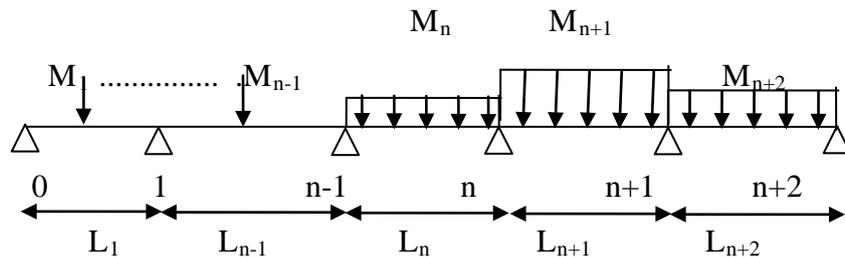
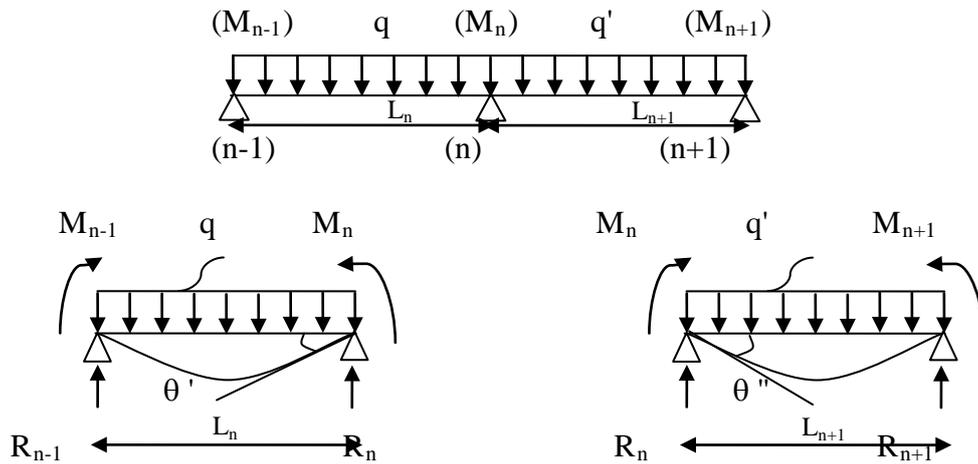


Fig III.9 : principe de calcul de la méthode des trois moments

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



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

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



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

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

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

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

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

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

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

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

6.2-Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul le 2<sup>ème</sup> type de poutrelle (avec 3 travées) :

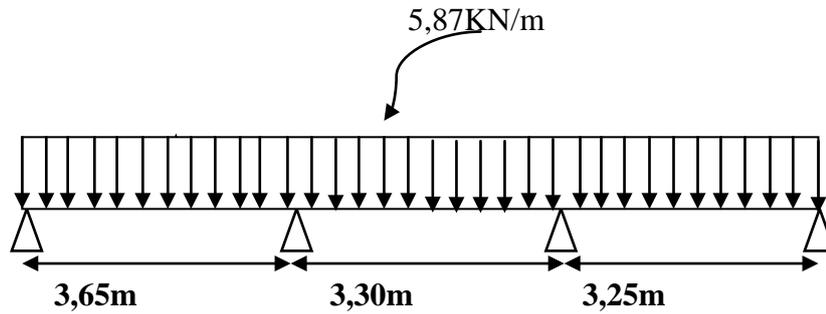
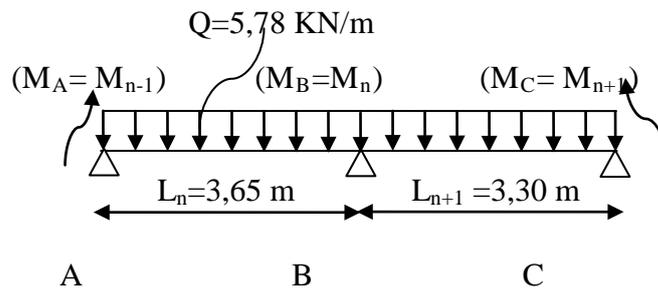


Fig III.10 :Type de poutrelle(0 2)

Le calcul se fait selon la formule :

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

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



**Partie AB:**

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 9,62 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,825\text{m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \cdot 3,65 \cdot 9,62 = 23,40\text{m}^2$$

**Partie BC:**

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 7,86\text{KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,65\text{m}$$

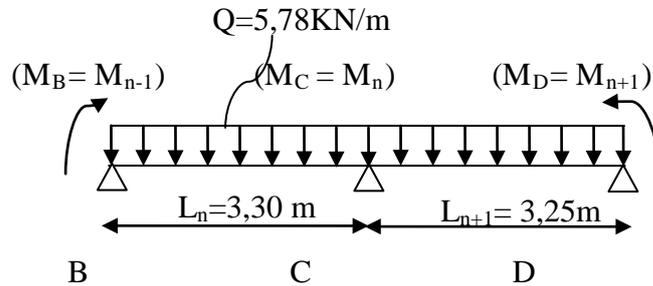
$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 3,30 \cdot 7,86 = 17,29\text{m}^2$$

Donc (1)  $\Rightarrow 3,65MA + 2(3,65 + 3,30) \cdot MB + 3,30MC = -122,07$

Avec :  $M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -1,924 \text{ KN.m}$

$$13,9MB + 3,30 MC + 115,02 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

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



**Partie BC:**

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 6,70 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,35 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3.L_n \cdot M_{0BC} = 2/3.2,70.6,70 = 12,06 \text{ m}^2$$

**Partie CD:**

$$M_{0CD} = Ql^2/8 = 7,86 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,65 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1} \cdot M_{0CD} = 2/3.3,30.7,86 = 17,29 \text{ m}^2$$

Donc (1)  $\Rightarrow 3,30M_B + 2(3,30+3,25).M_C + 3,25M_D = -101,64$

$$3,30M_B + 13,1M_C + 4,3 + 96,51 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

**2.1-Les moments sur appuis sont :**

$$M_A = -1,924 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -6,97 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -5,61 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -1,526 \text{ KN.m}$$

**2.2-L'effort tranchant :**

• Travée (AB) :

$$\begin{cases} T_w = (-1,924 + 6,97)/3,65 + 5,78.3,65/2 = 11,93 \text{ KN} \\ T_e = (-1,924 + 6,97)/3,65 - 5,78.3,65/2 = -9,16 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (BC) :

$$\begin{cases} T_w = (-6,97 + 5,61)/3,30 + 5,78.3,30/2 = 9,12 \text{ KN} \\ T_e = (-6,97 + 5,61)/3,30 - 5,78.3,30/2 = -9,94 \text{ KN} \end{cases}$$

• Travée (CD) :

$$\begin{cases} T_w = (-5,61 + 1,526)/3,25 + 5,78.3,25/2 = 8,13 \text{ KN} \\ \end{cases}$$

$$T_e = (-5,61 + 1,526)/3,25 - 5,78.3,30/2 = -10,64 \text{ KN}$$

2.3-Les moments en travées :

$$M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 5,17 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 1,57 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = [(M_C + M_D)/2] + M_0^{CD} = 4,06 \text{ KN.m}$$

Tableau III.3: Résultats obtenus (plancher terrasse)

Usage	Type	ELU				ELS		
		M <sub>A</sub> (KN.m) (rive)	M <sub>A</sub> (KN.m) (intermédiaire)	Mt(KN.m) (Travée)	Tu(KN)	M <sub>A</sub> (KN.m) (rive)	M <sub>A</sub> (KN.m) (intermédiaire)	Mt(KN.m) (Travée)
Terrasse inaccessible	01	1,55	6,12	4,15	10,93	1,11	4,39	2,98
	02	1,92	6,97	5,17	11,93	1,40	5,09	5,25
	03	1,52	9,49	7,86	14,15	1,11	6,91	5,72
	04	1,91	8,05	4,89	11,91	1,39	6,48	4,30
	05	0,52	6,26	4,08	10,40	0,37	4,49	2,93
	Max	1,92	9,49	7,86	11,93	1,40	6,91	5,72

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

- En travée :

Moment équilibré par la table « Mt »

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

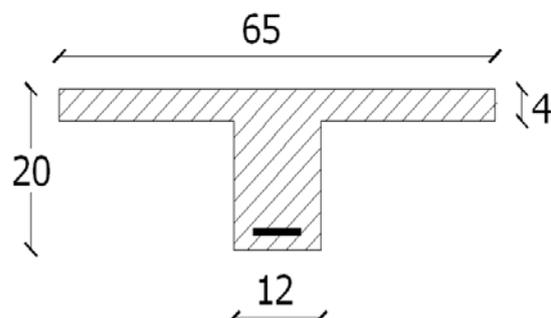
$$M_{tmax} = 7,86 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire (bxht) = (65 x20) cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,026 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,86 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 18 \cdot 348} = 1,27 \text{ cm}^2$$



**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81.ht.V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,27 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s \text{ cal}} = 1,27 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée,

On prend : **3T10 ;  $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$**

- **En appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$  car le béton tendu négligé dans le calcul.

**Ma = 9,49 KN.m**

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = 0,172 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\beta = 0,905$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1,67 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81.ht.V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{\text{adop}} = 1,67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

On prend : **2T12 ;  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$**

**6.4-Vérification des contraintes à L'E.L.S :**

- **En travées :**

**Position de l'axe neutre :**

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

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

$$b=65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

$$y = 3,91 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

**Le moment d'inertie:**

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

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

$$I_G = \frac{65}{3} (3,91)^3 + 15 \times 2,36 \cdot (18 - 3,91)^2 = 8293,27 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :**

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$M_{t-ser} = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{5,72 \cdot 10^3}{8293,27} \cdot 3,91 = 2,69 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

Pour un plancher terrasse la fissuration est préjudiciable, donc il est nécessaire de vérifier

La contrainte maximale dans les aciers tendus.

$$M_{t-ser} = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \frac{5,72 \cdot (18 - 3,91) \cdot 10^3}{8293,27} = 145,77 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}}) \text{ MPa} = \min(266,67; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 145,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En appuis:**

$$M_{ser} = 6,91 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

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

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

$$y = 3,84 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression.

**Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2 = 8023,97 \text{ cm}^4.$$

**Calcul des contraintes :**

**Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{6,91 \cdot 10^3}{8023,97} \cdot 3,84 = 3,30 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$M_{t-ser} = 5,31 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d - y)}{I} = 15 \frac{5,72 \cdot (18 - 3,84) \cdot 10^3}{8023,97} = 151,41 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{ij}}) \text{ MPa} = \min(266,67; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} = 151,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Contrainte de cisaillement :**

$$T_{max} = 11,93 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11,93 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,55 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement

**4.1-Armatures transversales  $A_t$  (armatures de l'âme):**

**Diamètre:**

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

$$\Phi_t \leq \min(160/35; 120/10; 10) = 4,57 \approx 6 \text{ mm}.$$

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

**Espacement:**

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

D'après le RPA 99 (version 2003) :

- En zone nodale :  $St \leq \min (10 \Phi_1 ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \min (10 \times 1,0 ; 15\text{cm}) = 10\text{cm}$   
 $\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

- En zone courante:  $(St \leq 15 \Phi_1) \Rightarrow (St \leq (15 \times 1,0))$   
 $\Rightarrow (St \leq 15 \text{ cm}) \Rightarrow St = 15\text{cm}$

**Section des armatures transversales :**

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

$K = 1$  (fissuration préjudiciable)

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

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

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

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

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

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

On calcule la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,90}{2} + \frac{6,93 - 6,93}{5,78 \times 4,90} = 2,45 \text{ m}$$

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

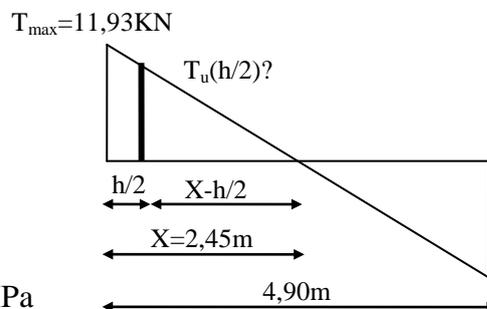
$X - (h/2) = 2,45 - 0,1 = 2,35\text{m}$

Donc:  $T_u(h/2) = 11,93 \times 2,35 / 2,45 = 11,44 \text{ KN}$

**$T_u(h/2) = 11,44 \text{ KN}$**

D'où:  $\tau_u(h/2) = (11,44 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \times 0,18) = 0,529 \text{ MPa}$

**$\tau_u(h/2) = 0,529 \text{ MPa}$**



$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,529 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 12 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,0066 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,528}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

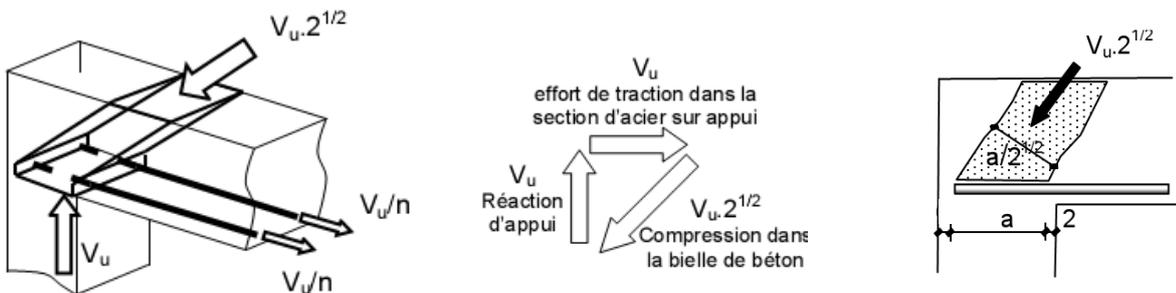
$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

En prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$  ,

Pour  $S_t=10 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq 0,02 \times 10 = 0,20 \text{ cm}^2$

On prend  $2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t=10 \text{ cm}$

**de Justifications aux appuis (appui simple d'about) :**



**Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 11,93 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 9,49 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{9,49}{0,9.18.10^{-2}} = 58,58 \text{ KN} > T_u = 11,72 \text{ KN}$$

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

**Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

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

a: la longueur d'appuis de la biellette

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

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

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

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

$$a \geq \frac{2 \cdot 11,93 \cdot 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,014m = 1,5 \text{ cm}$$

a = 0,9 d = 0,9 x 18 = 16,2 cm ≥ 1,5 cm.....condition vérifiée

**Sections minimales d'armatures inférieures sur appui :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} 11,93 \cdot 10 = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,26 \text{ cm}^2 \geq 0,34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

**Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit "L<sub>s</sub>" est la longueur que ne doit avoir une barre droite de diamètre Ø pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ<sub>ser</sub>.

La contrainte d'adhérence τ<sub>s</sub> est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

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

La longueur de scellement droit L<sub>s</sub> = Ø f<sub>e</sub> / 4τ<sub>s</sub>.

Ø : Diamètre d'une barre égale 10 mm = 1,0cm

$$L_s = 1,0 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre b = 30cm

Donc nous somme obligés de prévoir des ancrages courbes de telle sorte que

$$r = 5,5 \text{ Ø} = 5,5 \times 1,0 = 5,5 \text{ cm}$$

**4.2-Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{490} = 0,040 \leq 0,0444 \right) \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{20}{490} = 0,040 < \frac{5,72}{10 \times 6,91} = 0,082 \right) \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,0109 > \frac{3,6}{400} = 0,0105 \right) \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

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

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

Avec:  $E_i = 11000(fc_{28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

$E_v = 3700(fc_{28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i.\mu_i} ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v.\mu_g}$$

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

$If_i$  : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

$If_v$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

**Détermination du centre de gravité :**

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

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4).12.(20 - 4)/2] + 15.2,36.2}{(65.4) + (20 - 4).12 + 15.2,36}$$

$y_G = 12,89 \cong 13\text{cm}$

**Détermination du moment d'inertie:**

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

$$I_g = \frac{65.(12,89)^3}{3} - \frac{(65 - 12).(12,89 - 4)^3}{3} + \frac{12.(20 - 12,89)^3}{3} + 15.2,36.(18 - 12,89)^2$$

$I_g = 36353,06 \text{ cm}^4$

**2.1-Charges prises en comptes :**

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

2-charge après mise de revêtement :  $G = 5,48 \times 0,65 = 3,56 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S :  $P = (G+Q)$ :  $P = (5,48+1) \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/m}$

**1.a-Calcul des moments correspondants :**

$M_j = 0,71.J.L^2/8 = 0,71 . 1,82. (4,9)^2/8 = 3,87 \text{ KN.m}$

$$M_G = 0,71.G.L^2/8 = 0,71.3,56. (4,9)^2/8 = 7,58 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,71.P.L^2/8 = 0,71. 4,21(4,9)^2/8 = 8,97 \text{ KN.m}$$

### 1.b-calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_s.Z} = \frac{3,87.10^3}{2,36.0,9.18} = 101,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s.Z} = \frac{7,58.10^3}{2,36.0,9.18} = 198,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s.Z} = \frac{8,97.10^3}{2,36.0,9.18} = 234,62 \text{ MPa}$$

### 1.c-Calcul des coefficients:

$f; \lambda_i; \lambda_v$

$$f = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{2,36}{12.18} = 0,010$$

$$\lambda_i = \frac{0,05.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).f} = \frac{0,05.2,1}{(2 + 3.12/65).0,010} = 4,11$$

$$\lambda_v = (2/5).\lambda_i = (2/5).4,11 = 1,64$$

### 1.d-Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ) :

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

$$* \mu_j = 1 - [(1,75.2,1)/(4.0,010.101,22) + 2,1] = 0,40$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75.2,1)/(4.0,010.198,26) + 2,1] = 0,63$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75.2,1)/(4.0,010.234,62) + 2,1] = 0,68$$

### 1.e-Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1,1.I_0}{(1 + \lambda_i.\mu_i)}; I_0 = I_G = 36353,06 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1.36353,06}{(1 + 4,11.0,40)} = 15124,19 \text{ m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1.36353,06}{(1 + 4,11.0,63)} = 11140,99 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1.36353,06}{(1 + 4,11.0,68)} = 10537,67 \text{ m}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1.36353,06}{(1 + 1,64.0,63)} = 19667,69 \text{ cm}^4.$$

**1.f-Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:**

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

$$F_{ij} = \frac{3,87(4,9)^2 \cdot 10^7}{(10.32164,2.15124,19)} = 0,19\text{cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{7,58.(4,9)^2 \cdot 10^7}{(10.32164,2.11140,99)} = 0,50\text{cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{8,97.(4,9)^2 \cdot 10^7}{(10.32164,2.10537,67)} = 0,63\text{cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{7,58.(4,9)^2 \cdot 10^7}{(10.10818,86.19667,69)} = 0,85\text{cm.}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig,2}$$

$$F_{total} = 0,85 - 0,19 + 0,63 - 0,50 = \text{cm}$$

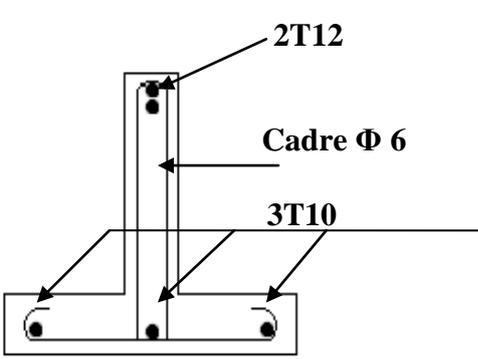
**F<sub>total</sub> = 0,79 cm**

$$F_{adm} = L/500 = 490/500 = 0,98 \text{ cm.}$$

**F<sub>adm</sub> = 0,98 cm**

**F<sub>total</sub> = 0,79cm < F<sub>adm</sub> = 0,98 cm** .....condition vérifiée.

**Tableau III.4: Dessin de ferrailage des poutrelles**

Niveaux	Appuis intermédiaire
Terrasse	

**7. Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est légèrement armée par un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (soit 5 barres par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (soit 3 barres par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures

Perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

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

$$L = 0,65\text{m}$$

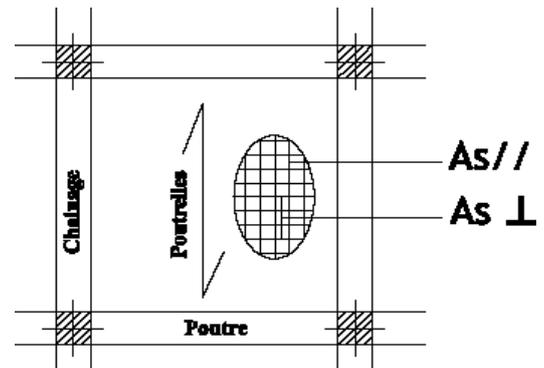
$$Fe = 215 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 215 = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6\phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage en  $\phi 5$  avec des mailles de 15x15 cm de telle sorte que la disposition de la grande dimension soit parallèle à l'axe des poutrelles



**Fig III.11 : Ferrailage de la dalle de compression**

**IV.1-L'acrotère :****1.1-Définition :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

**1.2-Charges sollicitant l'acrotère :****2.1-Charge permanente et charge d'exploitation :****1. a- Charge permanente :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25[(0,7 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5(0,02 \times 0,1)] \times 1$$

$$G = 1,975 \text{ Kn/m}$$

**1. b- Charge d'exploitation :**

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ Kn/ml}$$

**2.2-Charge aux états limites :****2. a-E.L.U :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,975 = 2,66 \text{ Kn/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ Kn.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

**2. b- E.L.S :**

$$N_S = G = 1,975 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

**1.3- Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$ .

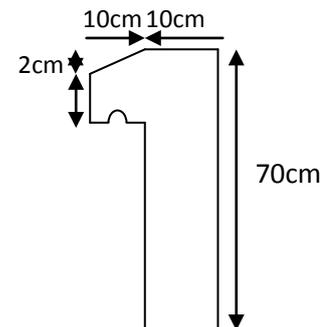
**1.4- Excentricité :**

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,66} = 0,39 \text{ m}$$

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

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère.

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



**Fig IV.1 : Acrotère**

**1.5- Calcul du ferrailage (E.L.U.) :****5.1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left[ e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,66 \left[ 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 1,11 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c')) f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,66) - 1,05 = -0,86 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c')) f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$

$-0,86 < 24,79 \text{ kN.m}$  ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (100 x 10) cm<sup>2</sup>.

**5.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$M_U = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,05 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E. \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,009 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0091 \rightarrow \beta = 0,995$$

**5.3- Calcule de la section d'armatures en :****3. a-Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1,05 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 9} = 0,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**3. b-Flexion composée :**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,34 - \frac{2,66 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**5.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :****4. a- Les armatures principales :**

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

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,70 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,70}{1,975} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte  $5\Phi 6$  p.m.;  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$

**4. b- Les armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; Soit :  $5\Phi 6$  p.m.

**1.6-Les vérifications :****6.1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,975 \times \left( 0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,75 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 216,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34 \text{ cm}^4$$

**6.2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{750}{1290,34} \times 1,75 = 1,01 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1,01 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**6.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6$  mm ;  $\eta = 1,6$

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{750}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 63,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 63,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**6.4-Contrainte de cisaillement :**

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**6.5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

**Avec :**

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,08

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

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 1,71$  kN

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1,71 = 0,44 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée}$$

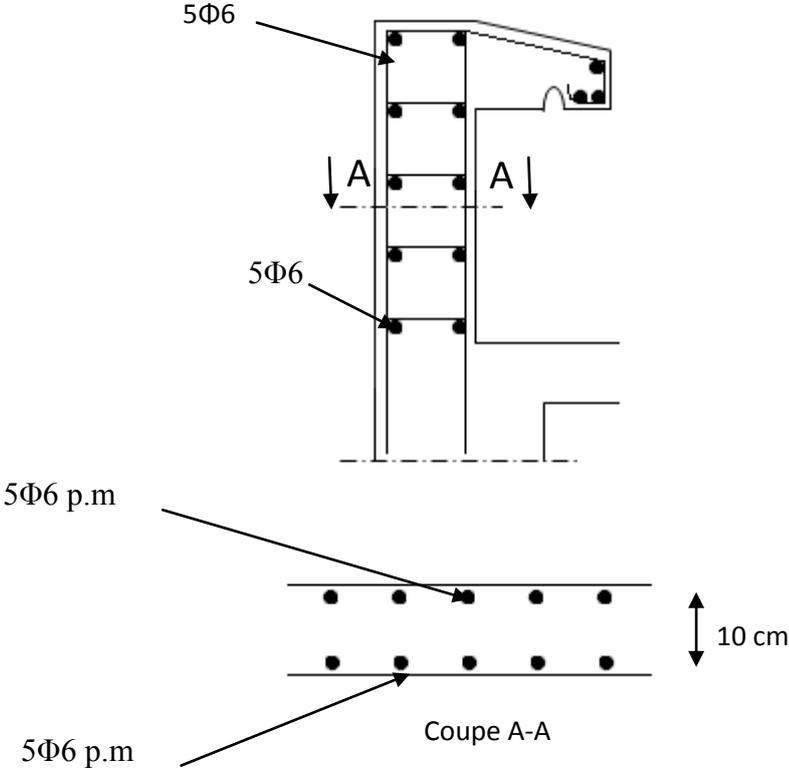


Fig IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.

**IV.2-Balcons :**

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

**2.1-Type 1 :****1.1-Balcon étages courants :****1. a- Les charges et des sollicitations :****Tableau IV.1: Charges et surcharge du balcon (étage courant)**

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Plancher (dalle pleine)	0,15	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Enduit en plâtre	0,02	0,20
G		<b>5,10</b>
Q		3,50

**a. a- Charge surfacique et linéaire :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,10) + (1,5 \times 3,5) = 12,13 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,13 \times 1 \text{ m} = 12,13 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,10 + 3,50 = 8,6 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,6 \times 1 \text{ m} = 8,6 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

**a. b- Poids propre du mur :**

Le porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 3.23 m de hauteur..

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1 \text{ m} = 1,43 \text{ kN}$$

$$D'où : P_{u \text{ mur}} = 1,35P_{\text{mur}} = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ kN}$$

$$P_{\text{ser}} = 1,43 \text{ kN}$$

### 1. b- Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{\text{max}} = -\frac{Q_U l^2}{2} - P_U l = -\left(\frac{12,13 \times 1,40^2}{2}\right) - (1,93 \times 1,40) = -14,58 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = Q_U l + P_U = (12,13 \times 1,4) + 1,93 = 18,91 \text{ kN}$$

### 1. c- Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,58 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et  $\beta = 0,971$

### 1. d- Vérifications :

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,58 \times 10^3}{0,971 \times 13,50 \times 348} = 3,19 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 et  $A_{\text{adpt}} = 4,52 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{\text{adp}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, l'espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### d. a- Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\text{adpt}} = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,63 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

### d. b- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{18,91 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,140 \text{ MPa}$$

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

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

1)  $\tau_u = 0,140 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

### d. c- Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{18,91 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 1,23 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendues

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 1,27 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,6 \times 1,40^2}{2} - (1,43 \times 1,40) = -10,43 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + ((15 \times 4,52)(13,50 - 3,65)^2) = 6699,79 \text{ cm}^4$$

**d. d- Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{10,43 \times 10^3}{6699,79} \times 3,65 = 5,68 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,68 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**d. e- Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{10,43 \times 10^3}{6699,79} \times (13,50 - 3,65) = 230,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 230,01 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

**d. h- Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :  $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left( (b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,75 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,25 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

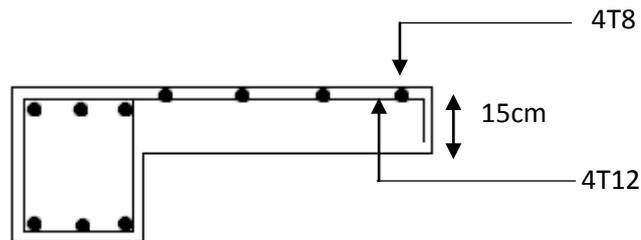
$$I = \frac{100 \times 7,75^3}{3} + \frac{100 \times 7,25^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,50 - 7,75)^2) = 39240,48 \text{ cm}^4$$

**d.j-Calcul de la flèche :**

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[ \frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,40^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 39240,48} \times \left[ \frac{8,6 \times 1,40}{8} \times \frac{1,93}{3} \right] = 0,020 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,020 \text{ cm} < F_{adm} = 0,56 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$



**Fig IV.3 : Schéma de ferrailage du balcon étage courant type (01)**

**2. 2. Type 02 :**

C'est une dalle pleine encastré au long de son contour

**2. 1-Evaluation des charges :**

$$G = 5,10 \text{ KN/m}^2$$

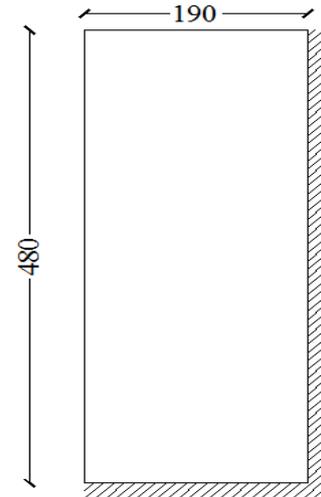
$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

à L'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,14 \text{ KN/m}^2$$

a L'ELS :

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 8,60 \text{ KN/m}^2$$



**Fig IV.4 : Dalle pleine type (02)**

**2. 2-Sollicitations :**

Les valeurs des moments fléchissent et les efforts tranchants ainsi les déplacements max sont faits par logiciel **SOCOTEC** qu'il est basé à la méthode des éléments finis

**Résultats obtenues :**

à L'ELU :

$$\text{Sens Lx : } \begin{cases} Ma = 20,15 \text{ KN.m} \\ Mt = 1,07 \text{ KN.m} \\ Tu = 26,91 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Sens Ly : } \begin{cases} Ma = 18,73 \text{ KN.m} \\ Mt = 2,42 \text{ KN.m} \\ Tu = 56,45 \text{ KN} \end{cases}$$

à L'ELS :

$$\text{Sens Lx : } \begin{cases} Ma = 14,53 \text{ KN.m} \\ Mt = 1,18 \text{ KN.m} \\ \delta_{\text{max}} = 0,030 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Sens Ly : } \begin{cases} Ma = 13,27 \text{ KN.m} \\ Mt = 1,27 \text{ KN.m} \\ \delta_{\text{max}} = 0,030 \text{ cm} \end{cases}$$

2. 3-Ferraillage a L.E.L.U:

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et l'épaisseur de 15cm

D'où ; d=0,9 h = 13,5 cm

- Sens Lx:



En appuis :

$$\mu = \frac{Max}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20,51 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,079 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,958$$

$$A_{ax} = \frac{Max}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,51 \times 10^3}{0,958 \times 13,5 \times 348} = 4,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En travées :

$$\mu = \frac{Mtx}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,07 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,004 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_{tx} = \frac{Mtx}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,07 \times 10^3}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Sens Ly:

En appuis :

$$\mu = \frac{Max}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,73 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,072 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,963$$

$$A_{ax} = \frac{Max}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,73 \times 10^3}{0,963 \times 13,5 \times 348} = 4,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**En travées :**

$$\mu = \frac{Mtx}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,42 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,995$$

$$Atx = \frac{Mtx}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,42 \times 10^3}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### 3. a-Choix et disposition des armatures:

#### a. a-Diamètre minimal des barres :

Les armatures doivent avoir un diamètre satisfaisant la condition suivante:

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Avec :  $\begin{cases} h_0 : \text{épaisseur de la dalle} \\ \Phi : \text{diamètre des barres} \end{cases}$

#### a. b-Les espacements des armatures:

Pour une fissuration peu préjudiciable

$$\text{Sens } Lx : St \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } Ly : St \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$$

#### a. c-Pourcentage minimal des armatures

**12cm < h<sub>0</sub> < 30cm:**

On doit avoir pour les armatures inférieures et les armatures supérieures :

**Sens Ly:**

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens Lx:**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \frac{3 - \alpha}{2} = \frac{1,20(3 - 1)}{2} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc ; les sections d'armatures à tenir en compte;

$$\begin{cases} A_{ax} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{tx} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} A_{ay} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

**3. 4-Choix d'armatures :**

$$\text{En travées ; } \begin{cases} A_{tx} = A_{ty} = 1,20\text{cm}^2 \\ \phi \leq 1,5\text{cm} \dots \Rightarrow \\ S_{ty} \leq 33\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4\text{T8} \dots (2,01\text{cm}^2 / \text{ml}) \\ 8\text{mm} \leq 1,5\text{cm} \\ S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{En appuis ; } \begin{cases} A_{ax} = A_{ay} = 1,20\text{cm}^2 \\ \phi \leq 1,5\text{cm} \dots \Rightarrow \\ S_{ty} \leq 33\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4\text{T8} \dots (2,01\text{cm}^2 / \text{ml}) \\ 8\text{mm} \leq 1,5\text{cm} \\ S_t = 25\text{cm} \end{cases}$$

**3. 5-Justification vis à vis de l'effort tranchant :**

T=26,91 KN

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{26,91.10^3}{(100.13,5)10^2} = 0,19 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$$

$\tau = 0,19\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$

- l'épaisseur de la dalle est de 15 cm

- la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**2.4-Vérification des contraintes à l'E.L.S:**

**4. 1-En appuis et en travées :**

**1. a-Détermination de la position de l'axe neutre:**

$by^2/2 - 15As(d - y) = 0 ; As = 2,01\text{cm}^2$

$50y^2 + 30,15y - 407 = 0 \Rightarrow y = 2,57\text{cm}$

**1. b-Détermination du moment d'inertie:**

$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(2,57)^3}{3} + 15 \times 2,01(13,5 - 2,57)^2$

$I = 4167,69\text{cm}^4$

**1 .c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{14,53 \times 10^3}{4167,69} \times 2,57 = 8,95 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

**4. 2-Vérification de la flèche :**

$$F_{cal} = 0,030 \text{ cm (calculer par SOCOTEC)}$$

$$F_{ad} = L/500 = 480/500 = 0,96 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,030 \text{ cm} < F_{adm} = 0,96 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**4. 3-Disposition d'armatures:****3. a-Longueur de scellement :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total Fe400 ;  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ .

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

**3. b-Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (32 \text{ cm} ; 38 \text{ cm}).$$

$$\text{Donc ; } L_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max (L_s, L_1/2) = \max (32 \text{ cm} ; 19 \text{ cm})$$

$$\text{Donc ; } L_2 = 35 \text{ cm.}$$

**3. c-Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les armatures en travées doivent être présentées une disposition alternative d'une manière un barre prolongé jusqu'à l'axe d'appui (poutre) et l'autre on peu l'arrêté a une distance de L/10 de la portée

$$L / 10 = 480 / 10 = 48 \text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêté des barres et **45**

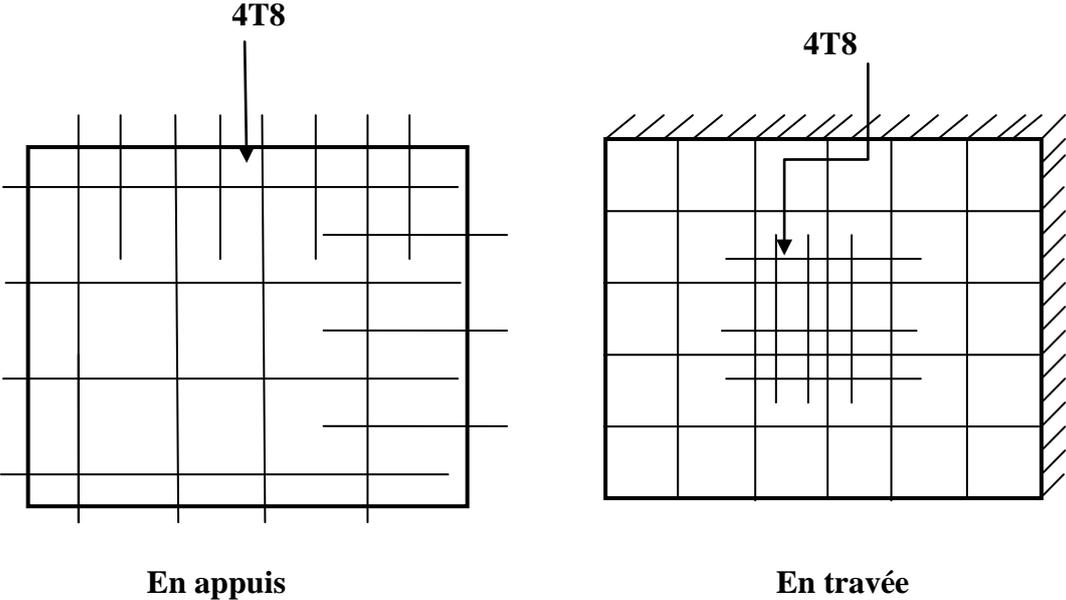


Fig IV.5 :Ferrailage Dalle pleine type (02)

IV. 3-Les escaliers :

3. 1-Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

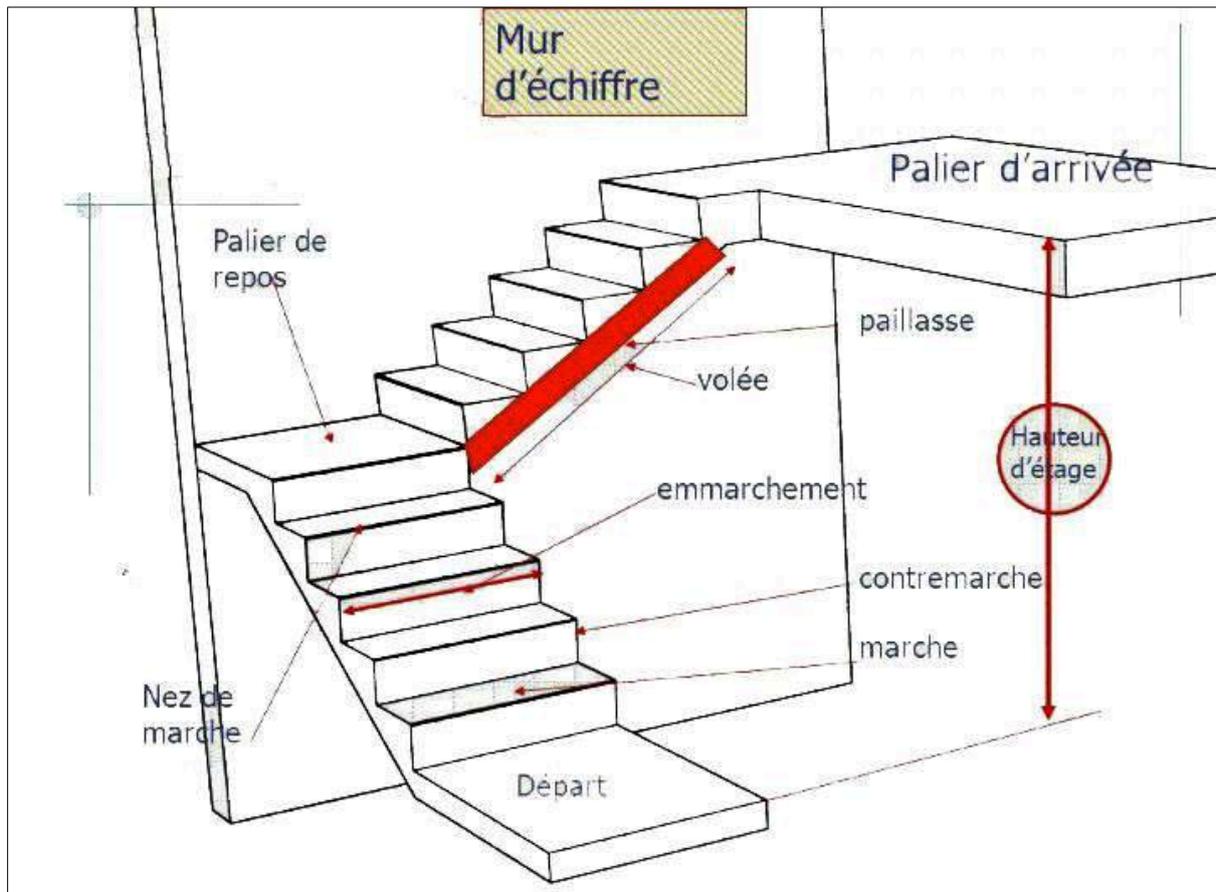


Fig IV.6: Schéma descriptif d'un escalier

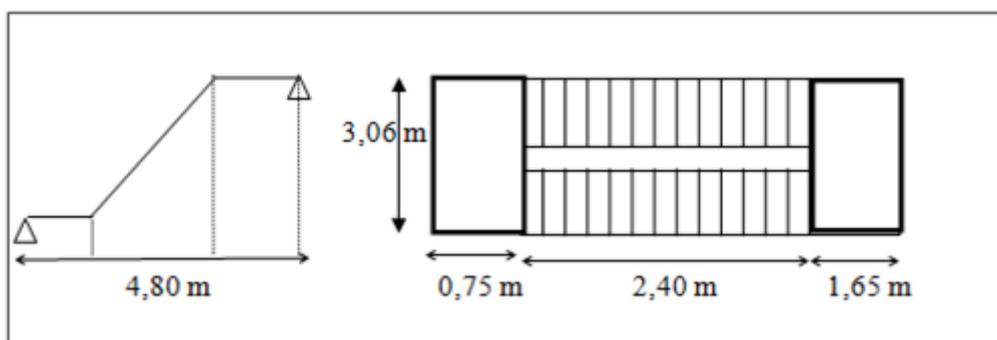


Fig IV.7: Vus en plan de l'escalier

Pour arriver à faire le calcul d'un escalier il faut se baser sur les formules suivantes :

**Formule de Blondel :**

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

Avec : h : La hauteur de la marche (contre marche)

g : La largeur de la marche.

On prend :  $2h + g = 66 \text{ cm}$  (usage publiques)

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g$$

Avec : H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

**3. 2-Dimensionnement des marches et contre marches :**

D'après (1), on a :  $H_e = 3,06\text{m}$  et  $H = H_e/2 = 1,53\text{m}$

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left( \frac{L}{n - 1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis :  $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec :  $m = 66\text{cm}$ ,  $H = 3,06\text{cm}$  et  $L = 240\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $66n^2 - 612n + 306 = 0$

La solution de l'équation est :  $n = 9$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n - 1 = 8$  (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 66\text{cm} \leq 66 \text{ cm}$  ; Condition vérifiée

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec  $g = 30 \text{ cm}$  et  $h = 18 \text{ cm}$ .

L'angle d'inclinaison est :  $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

**2. a- Epaisseur de la volée (e<sub>v</sub>) :**

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

**2. b- Epaisseur du palier ( $e_p$ ):**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

**3. 3-Descente de charges**

**3. a-Paillasse :**

**Tableau IV.2: Charges et surcharge du volée de l'escalier**

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical	$0,02 \times \frac{17}{30}$	0,24
Mortier de ciment vertical	$0,02 \times \frac{17}{30}$	0,24
Poids propre de la paillasse	$\frac{e_p}{\cos \alpha} \times 0,25$	4,11
Poids propre des marches	$\frac{h}{2} \times 0,22$	1,98
Enduit en plâtre	$0,02 / \cos \alpha$	0,235
<b>G</b>		<b>7,96</b>
<b>Q</b>		<b>2,50</b>

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :  $\begin{cases} q_u = 14,5 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 10,46 \text{ kN/m} \end{cases}$

**3. b- Palier :**

**Tableau IV.3 : charges et surcharge du palier de l'escalier**

Désignation	e (m)	G (Kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de ciment	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Poids propre du palier	$e_p \times 0,25$	4,25
Enduit en plâtre	0,02	0,20
<b>G</b>		<b>5,61</b>
<b>Q</b>		<b>2,50</b>

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :  $\begin{cases} q_u = 11,32 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 8,11 \text{ kN/m} \end{cases}$

### 3. 4-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{14,49 - 11,32}{11,32} = 0,28 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

Les réactions d'appuis

$$\sum f/y = 0 \rightarrow R_a + R_b - (10,32 \times 0,75) - (14,49 \times 2,40) - (11,32 \times 1,65) = 0$$

$$\rightarrow R_a + R_b = 61,94 \text{ KN}$$

$$R_b =$$

$$\frac{\left(11,32 \times 0,75 \times \frac{0,75}{2}\right) + \left(14,49 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 0,75\right)\right) + \left(11,32 \times 1,65 \times \left(\frac{1,65}{2} + 2,4 + 0,75\right)\right)}{4,9}$$

$$R_b = 30,25 \text{ Kn}$$

$$R_a = 31,25 \text{ Kn}$$

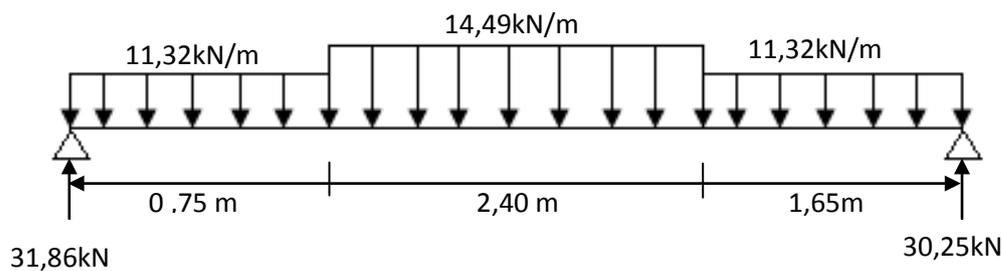


Fig IV.8: Schéma statique de l'escalier

4. a-Moment fléchissant max :

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 0,75\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $X=0 \Rightarrow T(x) = R_A$ $X=(0,75) \Rightarrow$ $T(x) = 23,19\text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2}$ $M(0) = 0$ $M(0,75) = 20,57\text{KN.m}$
$0,75 \leq x \leq 3,15\text{m}$		$T(x) = R_A - 0,75q_1 - q_2(x - 0,75)$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,3\text{m}$ $x = 0,75 \Rightarrow$ $T(x) = 23,19\text{KN}$ $x = 3,15 \Rightarrow$ $T = -11,58\text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2,3(x - \frac{2,3}{2}) - q_2 \cdot \frac{(x - 2,3)^2}{2}$ $M(x=2,3) = 39,11\text{KN.m}$ $M(3,15) = 34,50\text{KN.m}$
$0 \leq x \leq 1,65\text{m}$		$T(x) = R_B - q_1 \cdot x$ $X=0 \Rightarrow T(x) = -R_B$ $X=(1,65) \Rightarrow$ $T(x) = -11,57\text{KN}$	$M(x) = R_B \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2}$ $M(0) = 0$ $M(1,65) = 34,50\text{KN.m}$

4. b-Diagrammes M et T

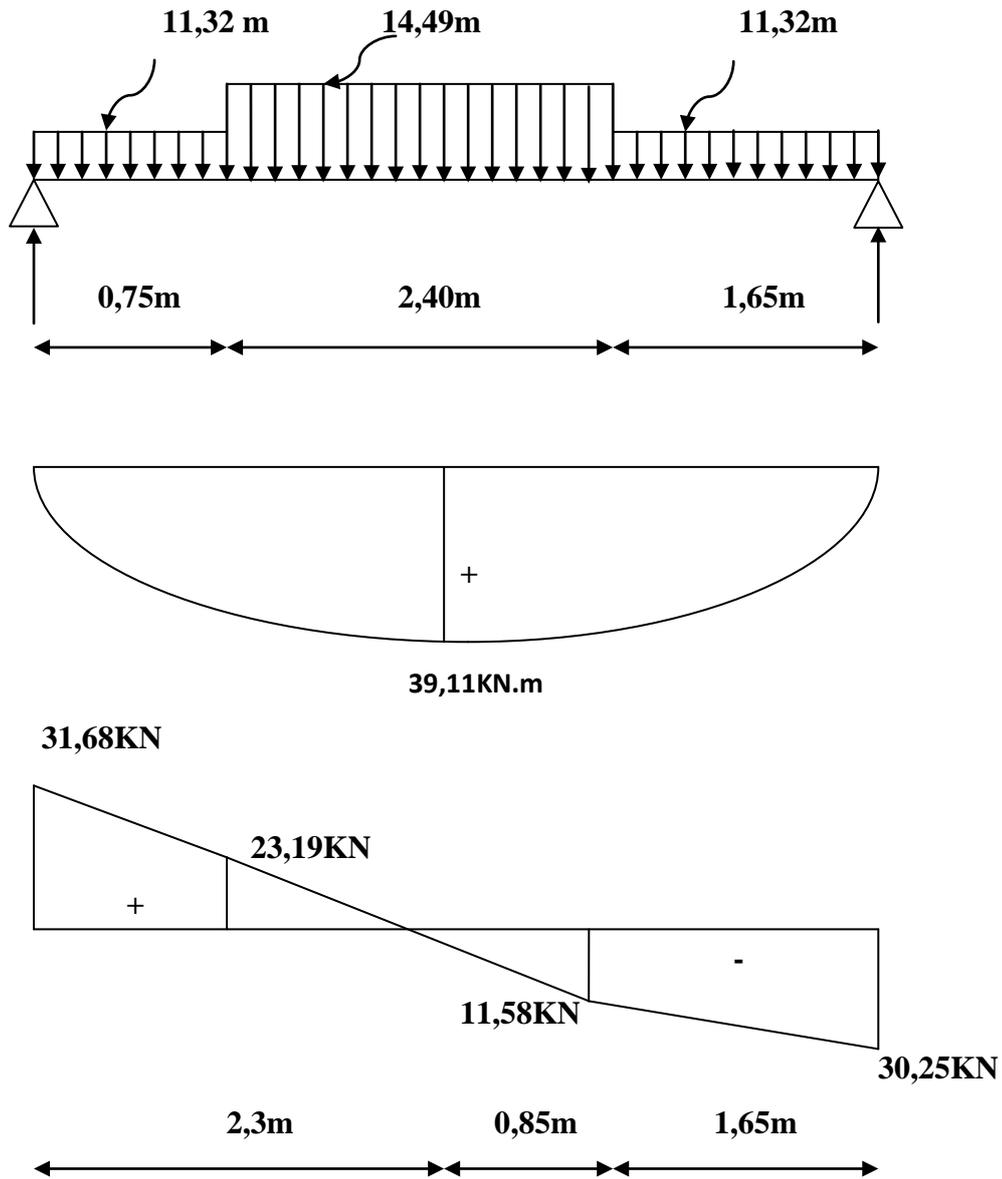


Fig IV.9: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier

4. c- Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a :  $M_{max} = 37,7 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{max} = 32,04 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{max} = 15,08 \text{ kN.m}$

3.5- Ferrailage de l'escalier :

5. a- En travée :

Le moment ultime :

$M_t = 32,04 \text{ kN.m}$  ;  $h = 14 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 12,6 \text{ cm}$  ;  $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{32,04 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,142 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,923$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32,04 \times 10^3}{0,923 \times 12,6 \times 348} = 7,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **7T12** avec :  $A_{adm} = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10** avec :  $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

### 5. b- Sur appuis :

$M_a = 15,08 \text{ kN.m}$  ;  $h = 17 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 15,3 \text{ cm}$  ;  $b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15,08 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,976$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,08 \times 10^3}{0,976 \times 15,3 \times 348} = 2,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T12** avec :  $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10** avec :  $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

### 3. 6-Vérifications ;

#### 6. a-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,6 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$A_s = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}$

$A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Condition vérifiée.

#### 6. b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{33,09 \times 10}{100 \times 15,3} = 0,22 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée.

**6. c- Vérification au niveau des appuis :**

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left( (33,09) + \frac{15,08 \times 10^2}{0,9 \times 15,3} \right) = 4,1 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,1 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

**6. d- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

$M_{t \max} = 27,24 \text{ kN, m}$  ; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 23,15 \text{ kN, m}$

$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 10,89 \text{ kN, m}$

**d. a-En travée :**

**$A_s = 7,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 118,8y - 1496,88 = 0 \rightarrow y = 4,41 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,41^3}{3} + (15 \times 7,92)(12,6 - 4,41)^2 = 10827,51 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{23,15 \times 10^3}{10827,51} \times 4,41 = 9,42 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 9,42 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

**d. b-Sur appuis :**

**$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,8y - 1037,34 = 0 \rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,92^3}{3} + (15 \times 4,52)(15,3 - 3,92)^2 = 10788,27 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{10,89 \times 10^3}{10788,27} \times 3,92 = 3,95 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 3,95 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée

**6. e-Vérification de la flèche :**

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{470} = 0,0362 > 0,0333 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b}, d \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,00503 > 0,005 \text{ Condition vérifiée,}$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche

**3.7-Etude de la poutre palière :**

**7. 1-Dimensionnement :**

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32,66\text{cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 45 \text{ cm}$  donc  $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 12,15\text{cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  ; Condition vérifiée ;

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  ; Condition vérifiée ;

$$\frac{h}{b} = 1,5 < 4 ; \text{Condition vérifiée,}$$

**7. 2 Charges supportées par la poutre :**

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0,45 \times 0,30 \times 25 = 3,37 \text{ kN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):  $G_m = 1,53 \times 2,20 = 3,36\text{kN/m}$

Réaction du palier :  $R_b(\text{Elu}) = 21,34 \text{ kN/ml}$

$$Q_u = (1,35 \times (3,37 + 3,36)) + 21,34 = 30,42 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 3,37 + 3,36 + 21,34 = 28,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**2. a-Calcul des sollicitations à l'E.L.U :**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{30,42 \times 4,90^2}{8} = 91,29 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 77,59 \text{ kN.m} , M_a = 0,40M_0 = 36,51 \text{ kN.m}$$

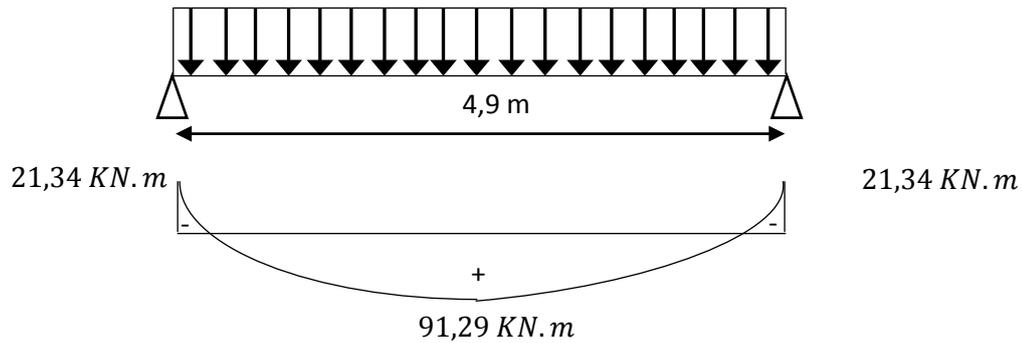


Fig IV.10 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

### 7. 3-Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

#### 3. a-En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 77,59 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{77,59 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,111 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,941$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{77,59 \times 10^3}{0,941 \times 40,5 \times 348} = 5,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix **6T12 avec :  $A_{adm} = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$**

#### 3. b-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 36,52 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{36,52 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,052 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,973$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36,52 \times 10^3}{0,973 \times 40,5 \times 348} = 2,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-On prend comme choix **3T12 avec :  $A_{adm} = 3,39 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$**

7. 4- Les vérifications :

Tableau IV.4 : Vérification des différentes conditions (poutre palière)

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 1,47 \text{ cm}^2$	$A = 6,79 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{min} = 1,467 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contrainte a L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 4,67 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contrainte a L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 2,17 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

4. 1- Ferrailage des armatures transversales :

1. a- Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1\right\} = \min\{12,85 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

1. b- L'espaceement :

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

$$= \min\{36,45\text{cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R, P, A 99/2003 :

Zone nodale :  $S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_1\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :  $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$

**1. c-La longueur de scellement droit  $l_s$  :**

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

$$l_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4\tau_e}$$

$$= \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à :  $r = 5,5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\Phi}{2} + r \right)$$

$$= 40,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 29,10 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$= \frac{49,38 - 16,86 - 24,6}{1,87} = 4,23 \text{ cm}$$

**4. 2 Calcul de la flèche :**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{480} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,091 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{45}{490} > \frac{23,85}{10 \times 28,07} \Rightarrow 0,091 > 0,084 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2/f_e \Rightarrow \frac{4,52}{30 \times 40,5} \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,0037 < 1680 ; \text{Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



**Fig IV.11 : Ferrailage de la poutre palière.**

#### IV. 4- La cage d'ascenseur :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité,

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge, Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, selon le appelée cage d'ascenseur de surface  $S = 1,4 \times 1,4 = 1,96 \text{ m}^2$  pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse  $V = 1 \text{ m/s}$ , La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg (DTU75,1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine,

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine,

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires,

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment, Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatigant,

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine,

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes,

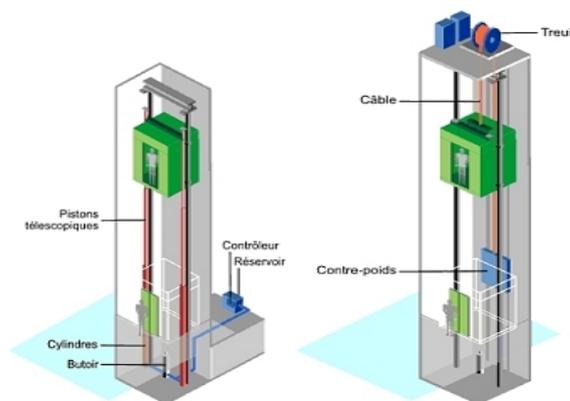


Fig IV.12: Schéma d'un ascenseur

#### 4. 1- Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids,

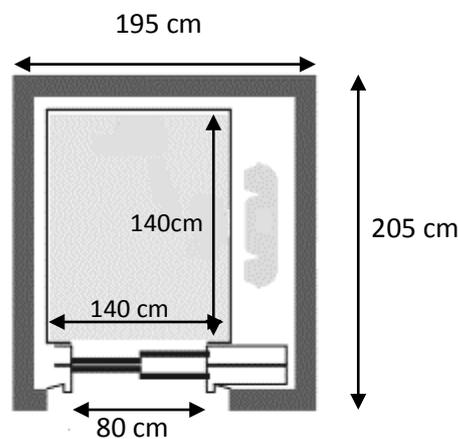
La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

$P_m$  : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

$Q$  : La charge en cabine ;

$P_p$  : Le poids de contre poids tel que :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$ ,

##### 1. a- Les dimensions :



Largeur de la cabine : 1,40 m

Langueur de la cabine : 1,40 m

Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 27,54 m

La surface latérale :  $S = ((2 \times 1,40) + 1,40) \times 2,20 = 9,24\text{m}^2$ ,

On prend  $h_0 = 15$  cm, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Tableau IV.5 : Poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = (2 \times 1,4 + 1,40) \times 2, 20 = 9,24 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 9,24 \times 1, 40 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,05 \times 1,95 = 4 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4 = 440 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4 = 80 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1, 40) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 2,2 \times 0,80 = 1,76 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,76 \times 25) = 124 \text{ kg}$

- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^7 M_i = 1144,8 \text{ kg}$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1144,8 + \frac{675}{2} = 1482,3 \text{ kg}$

#### 4. 2- Calcul dès la charge total $q_u$ :

##### 2. 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  $D/d$  (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 :  $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1144,8) = 21837,6 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{21837,6}{0,85} = 25691,3 \text{ kg}$$

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  $d=12,22$  m et  $m=2$  on a :  $C_r(1 \text{ câble}) = 8152$  kg

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ câble}) \times m} = \frac{25691,3}{8152 \times 2} = 1,57$$

On prend :  $n = 2$  câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

### **2. b- Calcul des poids des câbles :**

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

**m** : La masse linéaire du câble,  $m = 0,515$  kg / m ;

**n** : Nombre des câbles,  $n = 2$  ;

**L** : Longueur du câble,  $L = 27,54$  m

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 27,54 = 28,36 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1144,8 + 28,36 = 1848,16 \text{ kg}$$

### **b. a- Vérification de $C_r$ :**

$$C_r(1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1848,16} = 14,72 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

### **2. c- Calcul de la charge permanente total G :**

$$\text{On a : } P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g = 1144,8 + 1482,3 + 1200 + 28,36 = 3855,46 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$\mathbf{q_u = 1,35G + 1,5Q = 6217,37 \text{ kg}}$$

### **4. 3- Vérification de la dalle au poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du1 moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge  $q_u = 6217,37$  kg,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6217,37}{4} = 1554,34 \text{ kg/ m}$$

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,  $h_0 = 15$  cm ;

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10)$  cm<sup>2</sup>,

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1554,34 \text{ kg}$$

Il n y a pas de risque de poinçonnement,

**4. 4-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**

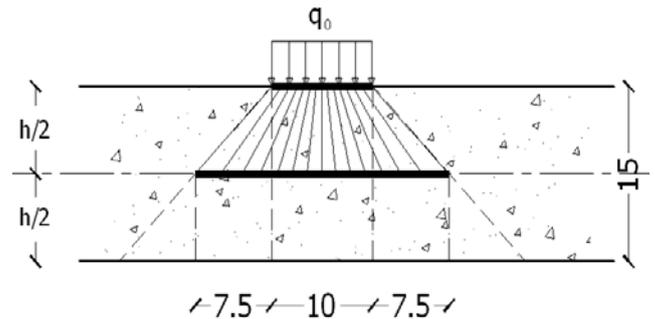


Fig IV. 13 :

**Répartition des charges sur la dalle d'assenseur**

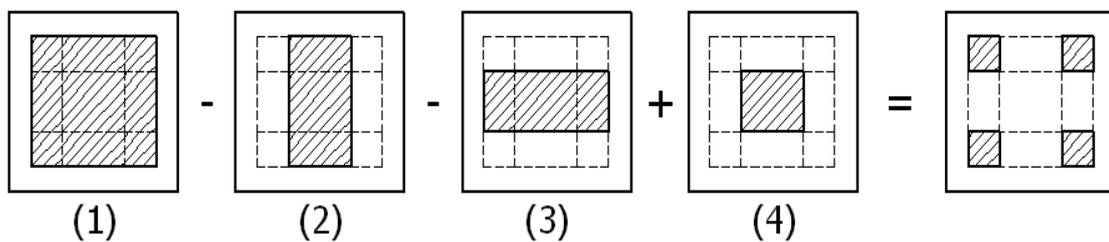


Fig IV. 14 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

4. 1-Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 146,25\text{cm} \\ V = 153,75\text{cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 96,25\text{ cm} \\ V = 153,75\text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 146,25\text{ cm} \\ V = 103,75\text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 96,25\text{ cm} \\ V = 103,75\text{ cm} \end{cases}$$

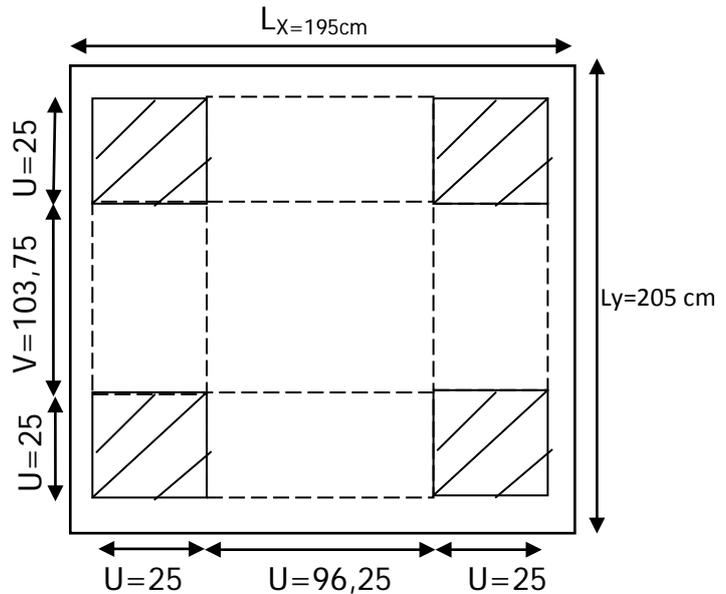


Fig IV. 15 : Dessin montrant la concentration des charges

4. 2- Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

$\nu$  : le coefficient de Poisson,

$$A \text{ l'E.L.U } (\nu = 0): M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm<sup>2</sup> est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1554,34}{0,25^2} = 24869,48\text{kg} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,95\text{m}$  et  $L_y = 2,05\text{ m}$ ,

Tableau IV.6: Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.U)

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	S (m <sup>2</sup> )	P'	P=P'.S	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
						(Kg/m <sup>2</sup> )	(Kg)	(Kg,m)	(Kg,m)
1	0,75	0,75	0,066	0,052	2,23	24869,48	55458,94	3660,29	2883,86
2	0,49	0,75	0,086	0,065	1,48	24869,48	36806,83	3165,38	2392,44
3	0,75	0,50	0,077	0,059	1,52	24869,48	37801,60	2910,72	2230,29
4	0,49	0,50	0,100	0,080	1,00	24869,48	24869,48	2486,94	1989,55

**4. 3- Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 70,67 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 250,68 \text{ kg, m}$$

**4. 4-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

**4. a- Chargement :**

$$L_x = 1,95 \text{ m et } L_y = 2,05 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2,$$

**4. b- Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,95}{2,05} = 0,95$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :  $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,95 \rightarrow \mu_x = 0,0410 \text{ et } \mu_y = 0,8875$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 102,3 \text{ kg. m et } M_{y2} = 90,8 \text{ kg. m}$$

**4. c- Les moments appliqués à la dalle :**

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 70,67 + 102,3 = 173 \text{ kg, m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 251,68 + 90,8 = 341,48 \text{ kg, m}$$

**4. 5-Les moments retenus sont :**

**5. a-En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 129,8 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 256,11 \text{ kg. m}$$

**5. b-Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 64,9 \text{ kg, m}$$

**4. 6- Calcul du ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm ; } h = 15 \text{ cm ; } d = 13,5 \text{ cm ; } f_e = 400 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 ; \mu_1 = 0,392$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ; Fissuration peu préjudiciable,}$$

**6. 1- En travée :**

**1. a-Sens  $L_x$  :**

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 129,8 \text{ kg, m} = 1298 \text{ N, m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

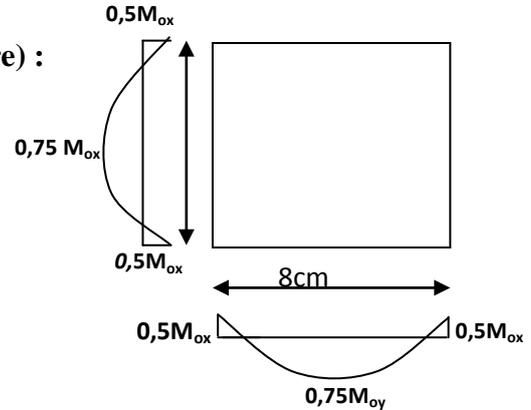


Fig IV.16: Moments de la dalle

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1298}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,997$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1298}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### 1. b-Sens $L_y$ :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 256,3 \text{ kg} / \text{m} = 2563 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2561,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,995$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2561,1}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### 6. 2-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 65,05 \text{ kg} / \text{m} = 650,5 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{650,5}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,002 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,999$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{650,5}{0,999 \times 13,5 \times 348} = 0,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### 6. 3-Section minimale des armatures :

Puisque  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 0,9$ , on peut appliquer la formule suivante :

### 3. a-Sens $L_y$ :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

**3. b-Sens  $L_x$  :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3 - 0,95}{2} \right) = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

**6.4- Choix des aciers :**

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

**4. a-En travée :**

**a. a-Sens  $L_x$  :**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**a. b-Sens  $L_y$  :**

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**a. c-Sur appuis (chapeaux) :**

$$\begin{cases} A_a = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**6. 5- Armatures transversal :**

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,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{ Sens } L_y$$

$V_x$  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  $V_y$  :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6562,5 \times \frac{1,95}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,95}{2}} = 4337,9 \text{ N} = 4,34 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{1,95}{3} = 4265,6 \text{ N} = 4,3 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

On calcul  $V_v$  et  $V_u$  :

$$V_v = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{15543,4}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 20724,5 \text{ N} = 20,72 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P_0}{3u} = \frac{15543,4}{3 \times 0,25} = 20724,5 \text{ N} = 20,72 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 4,34 + 20,72 = 25,06 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 4,3 + 20,75 = 25,02 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 25,06 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{25,06 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,185 \text{ MPa}$$

15 cm  $\leq$   $h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$  ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,625 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires,

## 6.6-Vérification à l'E.L.S :

### 6.1- Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{\text{ser}} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{\text{ser}} \end{cases} \text{ avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$P'_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times S' = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3855,46 + 675) \frac{1}{4} = 1132,6 \text{ kg}$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{P_{a \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1132,6}{0,25^2} = 18121,6 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{\text{ser}} = 18121,6 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant :  $L_x = 1,95$  m et  $L_y = 2,05$  m,

**Tableau IV.7: Les résultats des moments isostatiques des rectangles(E.L.S)**

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	$S$ (m <sup>2</sup> )	$P'$	$P=P',S$	$M_x$	$M_y$
						(Kg/m <sup>2</sup> )	(Kg)	(Kg,m)	(Kg,m)
1	0,75	0,75	0,066	0,052	2,23	18121,6	40411,16	2667,13	2101,38
2	0,49	0,75	0,086	0,065	1,48	18121,6	26819,96	2306,51	1743,29
3	0,75	0,50	0,077	0,059	1,52	18121,6	27544,83	2120,95	1625,14
4	0,49	0,50	0,100	0,080	1,00	18121,6	18121,6	1812,16	1449,72

**6.2-Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 51,83 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 182,67 \text{ kg, m}$$

**6.3- Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

3. a- Chargement :

$$L_x = 1,95 \text{ m et } L_y = 2,05 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre :  $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

**6. 4- Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,95}{2,05} = 0,95$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,95 \Rightarrow \mu_x = 0,0483 \text{ et } \mu_y = 0,9236 ; \text{ Tirée de l'abaques}$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 87,24 \text{ kg, m et } M_{0yr} = 80,6 \text{ kg, m}$$

**6.5- Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :**

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 51,83 + 87,24 = 139,07 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 182,67 + 80,6 = 263,27 \text{ kg / m}$$

**5.1-Les moments retenus :****1. a-En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 104,3 \text{ kg , m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 197,5 \text{ kg , m}$$

**1. b-Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 52,15 \text{ kg , m}$$

**5.2-Vérification des contraintes dans le béton :****2. a-Suivant  $L_x$  :****a. a- En travée :**

$$M_{tx} = 1043 \text{ N , m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1043}{6087,14} \times 3,12 = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,53 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**a. b-Sur appuis :**

$$M_a = 521,5 \text{ N , m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ c}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{521,5}{6087,14} \times 3,12 = 0,27 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,27 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**2. b-Suivant  $L_y$  :****b. a- En travée :**

$$M_{ty} = 1975 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1975}{6087,14} \times 3,12 = 1,01 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,01 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**4.7- Disposition du ferrailage :****7. a- Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

$$\text{On a : } f_e 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa,}$$

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

**7. b- 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,

**7. c- Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(32 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 16,5 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

**7. d- 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 :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{195}{10} = 19,5 \text{ cm}$$

**7.e- Armatures finales :****e. a-Suivant  $L_x$  :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit 4T10 p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit 4T10 p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**e. b-Suivant  $L_y$  :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit 4T10 p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit 4T10 p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

**4.8-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 ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit :  $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

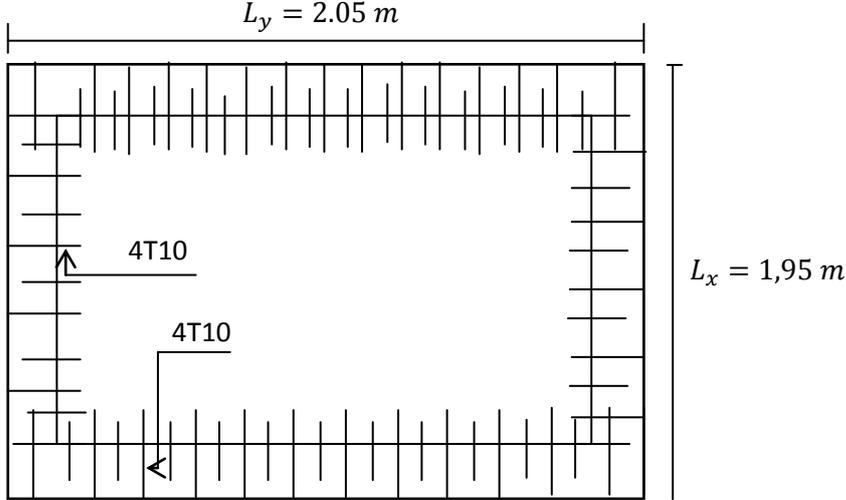


Fig IV.17: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

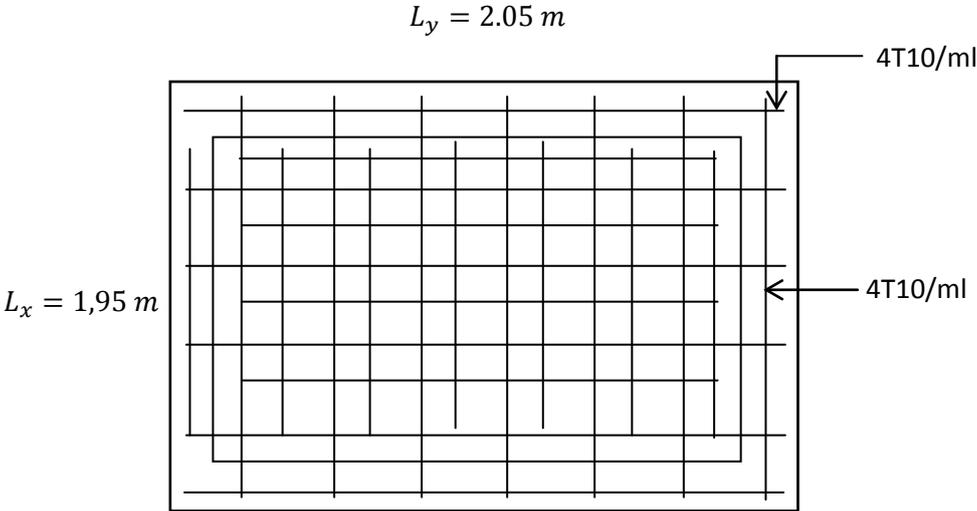


Fig IV.18 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

**V.1-Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les tremblements de terre sont une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Malheureusement ce phénomène a plusieurs inconvénients comme l'énormité des pertes humaines et matérielles. Et cela peut engendrer une grave crise économique, suivie d'une diminution du niveau de vie pendant une longue période, dans les régions touchées.

Donc Il est nécessaire de construire des structures para- sismiques en zone sismique par une étude de comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

Le calcul sismique d'une structure ne se fait pas sous l'action latérale seulement mais la stabilité doit être assurée sous les actions combinées définies par les règles parasismiques algériennes ce qui nécessite de faire une évaluation des charges statiques gravitaires à reprendre par chaque élément horizontale.

**V.2-Chargement des portiques :**

Le chargement des portiques la description et l'estimation des charges verticales permanentes et d'exploitations transmises aux portiques.

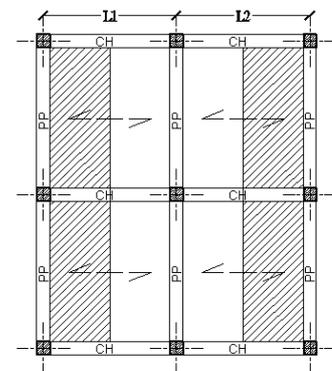
Principe de modélisation des charges :

Les charges et surcharges de genre surfaciques appliquées sur la dalle de compression sont transmises aux poutrelles ensuite vers les poutres enfin on aura des poutres uniformément chargées

**Charges reprises par poutres principales :**

**Poutres principales de rives :**

- poids propre de la poutre ..... $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times L_1/2$
- charge d'exploitation ..... $Q_{\text{plancher}} \times L_1/2$
- poids des murs extérieurs ..... $\gamma_{\text{mur}} \times e \times h$  (cas de poutre étage)
- poids d'acrotères..... $\gamma_{\text{béton}} \times S$  (cas de poutre terrasse)



**Poutres principales intermédiaires :**

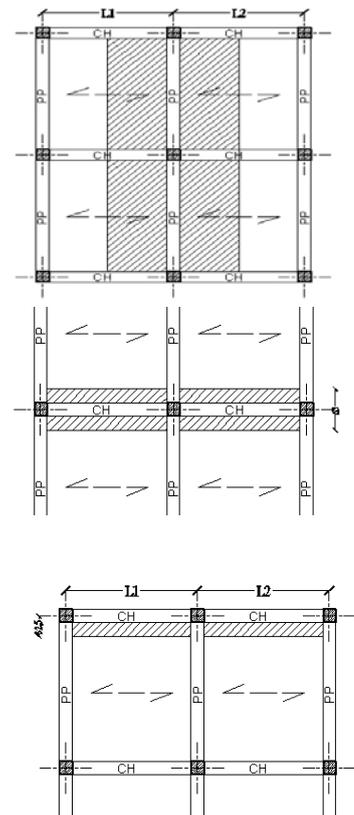
- poids propre de la poutre ..... $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times (L_1/2 + L_2/2)$
- charge d'exploitation ..... $Q_{\text{plancher}} \times (L_1/2 + L_2/2)$

**Chaînages de rives :**

- poids propre de la poutre ..... $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times 0,65$
- charge d'exploitation ..... $Q_{\text{plancher}} \times 0,65$
- poids des murs extérieurs ..... $\gamma_{\text{mur}} \times e \times h$  (cas chaînage étage)
- poids d'acrotères..... $\gamma_{\text{béton}} \times S$  (cas chaînage terrasse)

**Chaînages intermédiaires:**

- poids propre de la poutre ..... $\gamma_{\text{béton}} \times b \times h$
- charge permanente..... $G_{\text{plancher}} \times 0,65$
- charge d'exploitation ..... $Q_{\text{plancher}} \times 0,65$



**Fig V.1 :Transmission des charges aux poutres**

**V.3- Calculs sismiques :**

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure

On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse:

**3.1-Méthode statique équivalente :**

Cette méthode est applicable aux bâtiments qu'ils présentent une régularité en plan et en élévation selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 V.2003), on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de vibration de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

**3.2-Méthode dynamique (Analyse modale spectrale) :**

Cette méthode est applicable à tous bâtiments, et particulièrement dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement un spectre de réponse, Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de vibration de la structure, généralement les trois premiers modes.

### 3.4-Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS V.09 » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Function...)

Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Function » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en ce basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel qui correspondant une participation de la masse au moins égale à 90%.

### 3.5-Présentation du logiciel :

**ETABS** (Extended Three Dimensional Analyse of Building Systems):

Le programme ETABS est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution et autres avantages.

Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes :

Il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session SAP2000, adoptant (t.m)

### 3.6-Démarches à suivre :

#### Modélisation de la structure :

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

**Edite Grid data:** nous permet de définir les grille à suivre prochainement

**Add New System:** pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique

**Define materials:** permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés

- CONC (béton)
- STEEL (acier)
- OTHER (autre)

**Define/frame section :** pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre)

**Define/static load case :** pour définir les types des charge statique (G, Q) et leur coefficients de majoration

**Assign /joint /restreint :** pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnées (translations et rotations)

**Assign /joint / diaphragme :** pour l'affectation d'un diaphragme rigide

**Assign/frame line load /Distributed:** Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné

**Define /load combinaison :** permet de définir les différentes combinaisons d'actions

**Define response spectrum function :** pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

**Define response spectrum Cases :** pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

**Définition du centre de masse:** lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est définir précédemment.

**Analyse /set options :** pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul

**Analyse/ Run :** c'est la commande qui permet de lancer le calcul.

Nœud maitre : c'est un nœud fictif situé au centre de masse (centre de gravité dans le cas des charges réparties) où ce fait la concentration des masses sismiques

Pour un nœud maitre on doit défini la masse du plancher correspondant suivant les deux directions X et Y ainsi que l'inertie massique suivant axe Z.

### 3.7-Evaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre2006» qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes T.

Selon «RPA 99 V.2003» L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec :  $\frac{\delta_a}{g}$  : Spectre de Réponse de calcul.

et :

A : Coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique

Q : Facteur de qualité.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

-Sol meuble  $\Rightarrow$  site 2 donc  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,40$  sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

-Zone sismique IIa }  
-Groupe d'usage 2 }  $\Rightarrow (A = 0,15)$

Portique en béton armé }  
Remplissage léger }  $\Rightarrow \xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0,764 \geq 0,7$$

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

-Portique contreventée par des voiles  $R = 4$

-Pour avoir la valeur de  $P_q$  tout dépend des six critères de Q.

**Critères :**

1-Conditions minimales sur les files de contreventement.

2-redondance en plan.

3-régularité en élévation.

4-régularité en plan

5-contrôle de qualité de matériaux.

6-contrôle de qualité de l'exécution.

$$Q = 1 + \sum P_q = 1,25$$

### 3.8- Calcul des masses de la structure :

La valeur W à prendre en compte est égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau i de la structure

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = G_i + \beta P_i$$

$G_i$  : poids due aux charges permanentes et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

$P_i$  : poids due aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre cas bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0,2$

#### 4.1-Principe de détermination des poids ( $W_t$ ) de la structure :

##### 1.a-Les niveaux étages:

Le poids de ce niveau est calculé comme suite :

- Poids de Plancher =  $G \times S$
- Poids des Poteaux =  $n \times b \times h \times \gamma_b \times (h)$
- Poids des poutres principales =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des murs extérieurs =  $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$
- Poids des murs voile =  $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des escaliers =  $G \times \text{surface de cage d'escalier}$
- Poids des dalles pleines =  $G \times S_{\text{dalle}}$
- Poids des balcons =  $G \times S_{\text{balcon}}$ .

$G_E = \sum$  des poids propres

La surcharge :  $P_E = Q_E \times S_E$

Le poids totale du niveau  $W_E = G_E + \beta P_E$

##### 1.b-Le niveau terrasse:

Le poids de ce niveau est calculé comme les niveaux étages, sauf les hauteurs sont les demi-hauteurs de dernier niveau et en plus le poids d'acrotère sera additionné et le poids d'escalier ne sera pas tenir en compte comme suite.

- Poids de Plancher =  $G \times S$
- Poids des Poteaux =  $n \times b \times h \times \gamma_b \times (h/2)$
- Poids des poutres principales =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des poutres secondaires =  $b \times h \times \gamma_b \times \sum L$

- Poids des murs extérieurs =  $0,8 \times G_m \times (h) \times \sum L$
- Poids des murs voile =  $e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L$
- Poids des dalles pleines =  $G \times S_{dalle}$
- Poids des balcons =  $G \times S_{balcon}$
- Poids d'acrotère =  $G_{acrotère} \times L$

$G_T = \sum$  des poids propres

La surcharge :  $P_T = Q_T \times S_T$

Le poids totale du niveau  $W_T = G_T + \beta$

**4.2-Le poids total de la structure :**

**Tableau V.1: Poids de la structure**

Niveau	W(t)
Terrasse	437,91
6	531,70
5	532,91
4	538,32
3	544,74
2	544,75
1	551,02
RDC	589,04
S-SOUL	668,09
<b>TOTAL</b>	<b>5027,02</b>

**4.3- Définition des masses:**

On définit chaque masse et moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau

$$D'où: I_M = (I_{x_g} + I_{y_g}) \frac{M}{S}$$

$I_M$  : inertie massique (t.m<sup>2</sup>)

$x_g$  et  $y_g$  : coordonnées du centre de gravité

$M$  : masses sismiques qui égale au rapport  $W/g$

$X_G$  et  $Y_G$  : coordonnées de centre de masse après les excentrés par une distance de 5% de la longueur max

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

$W_i$  : le poids de chaque niveau  $i$

$g$  : l'accélération de pesanteur 9,81

$S$  : surface du plancher

$I_{xg}$  : moment d'inertie du plancher suivant l'axe X

$I_{yg}$  : moment d'inertie du plancher suivant l'axe Y

**V.4-Principe et positionnements des contreventements :**

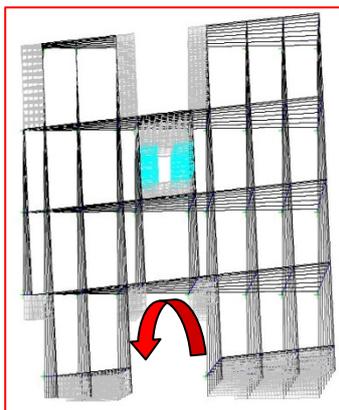
Le système de contreventement de projet est assuré par le squelette du bâtiment ( le tridimensionnel des poteaux et des poutres liés rigidement entre elles) en plus on des murs voiles en béton armé disposés le plus possible loin de centre de masse par symétrie.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismique algériennes (RPA 99 V.2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant a la base.

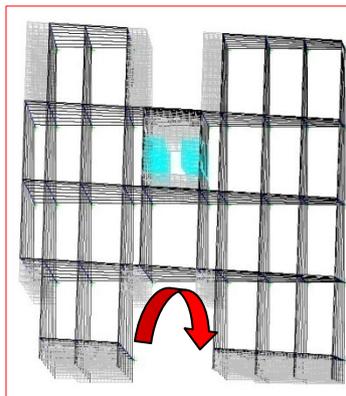
**Tableau V.2:Les principaux modes de vibration initiales**

Mode	Période	UX%	UY%	Somme UX	Somme UY
1	1,37	18,63	37,54	18,63	37,54
2	1,35	31,99	38,03	50,62	75,57
3	1,30	27,07	2,64	77,69	78,21
4	0,47	1,58	6,94	79,27	85,15
5	0,46	4,96	4,10	84,23	89,25
6	0,45	5,49	0,26	89,72	89,51
7	0,27	0,17	3,86	89,89	93,36
8	0,27	1,97	0,78	91,86	94,15

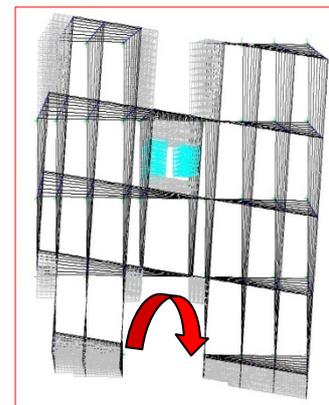
Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :



**Mode 01**



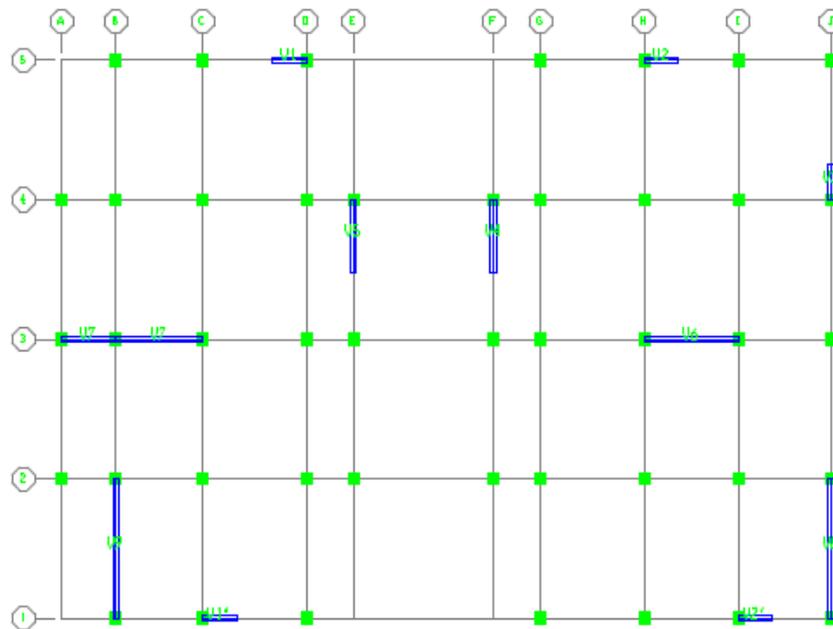
**Mode 02**



**Mode 03**

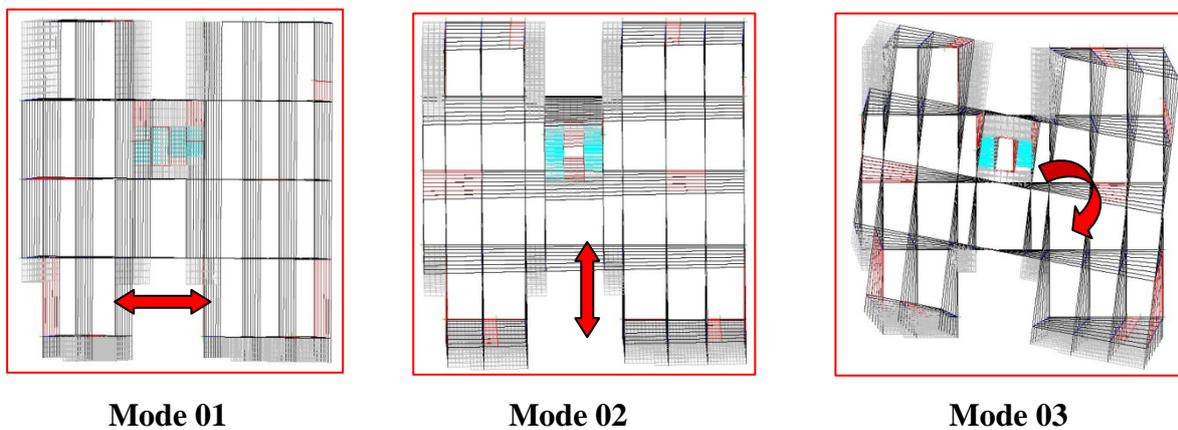
**Fig V.2: Modes initiales de la vibration**

Après plusieurs variantes des dispositions des voiles de contreventement on a retenu le système suivant :



**Fig V.3: Contreventement de la structure**

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit :



**Mode 01**

**Mode 02**

**Mode 03**

**Fig V.4: Modes principaux de la vibration**

V.5.-Vérifications :

5.1- Vérifications de participation de la masse :

Tableau V.3 : Participation des masses après disposition des masses

Mode	Période	UX%	UY%	Somme UX	Somme UY
1	<b>0,7370</b>	70,99	0,0042	70,99	0,0042
2	<b>0,6696</b>	0,0126	69,27	71,00	69,27
3	<b>0,5931</b>	0,187	0,811	71,19	70,0883
4	0,1871	12,342	0	83,539	70,0883
5	0,1650	0,1438	10,97	83,68	81,067
6	0,1625	5,0198	0,3528	88,702	81,420
7	0,1518	0,0027	3,97	88,705	85,398
8	0,1431	0,0752	0,983	88,780	86,37
9	0,1412	0,0169	3,883	88,797	90,25
10	0,07794	5,9266	0,0111	<b>94,724</b>	<b>90,27</b>

$\Sigma a_y = 90,27\% > 90\%$  ..... condition vérifiée.

$\Sigma a_x = 94,724\% > 90\%$  .....condition vérifiée.

5.2- Vérification de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{d'ou : } \begin{cases} h_n = 27,54\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

Donc :  $T = 0,05 \times (27,54)^{3/4} = 0,601\text{sec}$

D'après résultats obtenus par ETABS :

Le premier (01) mode de vibration donne une valeur de période égale a **0,7370sec**

On doit vérifiée que la période dynamique ( $T_{dyn}$ ) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamental (T)

Donc :

$$T_{calculé} = 0,7370\text{sec} < T_{empirique} = 1,30T = 0,781\text{sec}.....condition vérifiée.$$

**5.3-Force sismique totale a la base :**

Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

On a :  $V = \frac{A.D.Q}{R} . W$

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure :

Ou :  $\begin{cases} A = 0,15 \\ Q = 1,25 \\ R = 4,0 \\ W = 5027,02t \end{cases}$

$T_1, T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site.

-Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,50 \text{ sec}$ .

$0 \leq T \leq T_2 \text{ sec}$ .

$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5(0,763) \left(\frac{0,50}{0,601}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,68$

Donc :  $V = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{0,15 \times 1,68 \times 1,25}{4} \times 5027,02 = 395,87$

On doit vérifier que 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 résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

**Tableau V.4 : Valeurs de la force sismique totale**

	$V_{dx} (t)$	$V_{dy} (t)$
<b>Forces sismiques</b>	474,04	491,22

$V_{dx} = 474,04t > 80 \% V_{st} = 316.7 t$  ..... condition vérifiée

$V_{dy} = 491,22t > 80 \% V_{st} = 316.7 t$  ..... condition vérifiée

**5.4-Justification Vis A Vis Des déformations :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

**Tableau V.5 : Les déplacements relatifs inter étages**

Niveaux	$\delta_{eK}^x$ (mm)	$\delta_{eK}^y$ (mm)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$0,1h_k$ (mm)	Remarque
<b>ETAGE-8</b>	32,6	29,2	130,4	116,8	17,2	16,4	30,6	<b>Vérifiée</b>
<b>ETAGE-7</b>	28,3	25,1	113,2	100,4	15,2	14,4	30,6	<b>Vérifiée</b>
<b>ETAGE-6</b>	24,5	21,5	98	86	12	14,83	30,6	<b>Vérifiée</b>
<b>ETAGE-5</b>	21,5	17,8	86	71,2	20,8	15,2	30,6	<b>Vérifiée</b>
<b>ETAGE-4</b>	16,3	14	65,2	56	16,8	14,8	30,6	<b>Vérifiée</b>
<b>ETAGE-3</b>	12,1	10,3	48,4	41,2	16	14	30,6	<b>Vérifiée</b>
<b>ETAGE-2</b>	8,1	6,8	32,4	27,2	14,4	12	30,6	<b>Vérifiée</b>
<b>ETAGE-1</b>	4,5	3,8	18	15,2	11,2	9,6	30,6	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	1,7	1,4	6,8	5,6	6,8	5,6	30,6	<b>Vérifiée</b>
<b>S-SOUL</b>	0	0	0	0	0	0	30,6	<b>Vérifiée</b>

**5.5-Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :**

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

Sens x :

Tableau V.6 : Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ (sens x)

NIVEAU	$W_I$ (t)	$P_K$	$\Delta_k$	$V_K$	$h_i$ (m)	$\Theta$
ETAGE-7	437,91	437,91	0,0152	87,12	3,06	0.024
ETAGE-6	531,7	969,61	0,0120	150,94	3,06	0.025
ETAGE-5	532,91	1502,52	0,0208	201,29	3,06	0.050
ETAGE-4	538,32	2040,84	0,0168	242,76	3,06	0.046
ETAGE-3	544,75	2585,59	0,016	276,90	3,06	0.048
ETAGE-2	544,75	3130,34	0,0144	304,33	3,06	0.048
ETAGE-1	551,02	3681,36	0,0112	324,66	3,06	0,041
RDC	589,04	4270,4	0,0068	339,09	3,06	0.027
S-SOUL	668,09	4938,49	0	341,95	3,06	0

Sens y :

Tableau V.7: Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ (sens y)

NIVEAU	$W_I$ (t)	$P_K$	$\Delta_k$	$V_K$	$h_i$ (m)	$\Theta$
ETAGE-7	437,91	437,91	0,0152	100,3	3,06	0.021
ETAGE-6	531,7	969,61	0,0120	172,46	3,06	0.0220
ETAGE-5	532,91	1502,52	0,0208	288,63	3,06	0.035
ETAGE-4	538,32	2040,84	0,0168	274,64	3,06	0.040
ETAGE-3	544,75	2585,59	0,016	311,85	3,06	0.043
ETAGE-2	544,75	3130,34	0,0144	341,17	3,06	0.043
ETAGE-1	551,02	3681,36	0,0112	363,14	3,06	0,037
RDC	589,04	4270,4	0,0068	380,2	3,06	0.024
S-SOUL	668,09	4938,49	0	386,17	3,06	0

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$  Donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

**VI -Ferrailage des portiques:****VI.1- Ferrailage des poutres :****1.2- Méthode de calcul :**

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, 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<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre

-Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $Sp_1=1,35G+1,5Q \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp1}$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre :  $\begin{cases} Sp_2=0,8G \pm E. \\ SP_2=G+Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$  Moment correspondant  $M_{sp2}$

- Si  $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $Sp_1$
- Si  $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$  on détermine les armatures sous  $Sp_2$ .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour une situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa} \end{cases}$

Pour une situation courante :  $\begin{cases} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$

**1.3-- Les armatures longitudinales :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale :  $A_{min}=0,5\%$  (bxh)
- Section d'armature maximale:  $A_{max1}=4\%$  (bxh) (Zone courante)

$$A_{max2}=6\% \text{ (bxh) (Zone de recouvrement)}$$

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> genre sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1: Moments max des Poutres principales de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		M1	M2	M1/M2		
Terrasse	Appuis	51,91	120,43	0,43	120,43	54,29
	Travées	25,95	60,22	0,43	60,22	
07 <sup>eme</sup> a 02 <sup>eme</sup>	Appuis	63,43	136,91	0,46	136,91	68,77
	Travées	31,71	68,46	0,46	68,46	
01 <sup>er</sup>	Appuis	59,18	99,66	0,59	99,66	64,15
	Travées	29,59	49,83	0,59	49,83	
RDC	Appuis	69,14	89,85	0,76	89,85	61,83
	Travées	34,57	44,92	0,76	44,92	
Sou-Sol	Appuis	76,30	91,32	0,83	91,32	98,11
	Travées	54,39	42,36	1,28	54,39	

Tableau VI.2.:Moments max des Poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		M1	M2	M1/M2		
Terrasse	Appuis	61,87	123,45	0,50	123,45	80,50
	Travées	30,94	67,09	0,46	67,09	
07 <sup>eme</sup> a 02 <sup>eme</sup>	Appuis	70,48	120,77	0,58	120,77	84,77
	Travées	35,24	64,43	0,54	64,43	
01 <sup>er</sup>	Appuis	58,09	104,66	0,55	104,66	79,06
	Travées	29,05	52,33	0,55	52,33	
RDC	Appuis	79,18	94,10	0,84	94,10	119,95
	Travées	39,59	47,05	0,84	47,05	
Sou-Sol	Appuis	59,23	52,11	1,13	52,11	86,52
	Travées	29,61	26,06	1,13	26,06	

Tableau VI.3: Moments max des Chaînages de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max (KN)
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	
Terrasse	Appuis	30,23	71,24	0,42	71,24	28,43
	Travées	11,70	41,07	0,28	41,07	
07 <sup>eme</sup> a 02 <sup>eme</sup>	Appuis	36,40	85,57	0,42	85,57	38,91
	Travées	13,48	58,43	0,23	58,43	
a1 <sup>er</sup>	Appuis	19,92	65,00	0,30	65,00	28,42
	Travées	9,88	43,71	0,22	43,71	
RDC	Appuis	17,33	53,42	0,32	53,42	27,24
	Travées	9,83	34,02	0,28	34,02	
Sou-Sol	Appuis	10,56	16,22	0,65	16,22	22,37
	Travées	9,84	9,29	1,05	9,29	

Tableau VI.4 : Moments max des Chaînages intermédiaires

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport	Moments de	T max (KN)
		M1	M2	M1/M2	calcul (KN.m)	
Terrasse	Appuis	39,43	79,58	0,49	79,58	30,91
	Travées	31,36	59,57	0,52	59,57	
07 <sup>eme</sup> a 02 <sup>eme</sup>	Appuis	43,33	92,47	0,46	92,47	34,22
	Travées	36,37	80,85	0,44	80,85	
01 <sup>er</sup>	Appuis	22,41	68,00	0,32	68,00	20,33
	Travées	18,70	61,63	0,30	61,63	
RDC	Appuis	18,20	51,27	0,35	51,27	17,09
	Travées	14,49	46,61	0,31	46,61	
Sou-Sol	Appuis	9,97	23,51	0,42	23,51	11,40
	Travées	7,91	18,97	0,41	18,97	

**1.4-Exemple de calcul (Poutre RDC ) :****4.a- Poutres principales intermédiaires (30x40) cm<sup>2</sup> :****Armatures longitudinales :**

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00\text{cm}^2} \quad (\text{sur toute la section})$$

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48\text{cm}^2} \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72\text{cm}^2} \quad (\text{zone de recouvrement})$$

- **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 34,57 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 44,92 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,76 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

**Données :**

- Largeur de la poutre  $b = 30\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 40\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 36 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{44,92 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,062 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,968$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44,92 \cdot 10^3}{0,968 \cdot 36 \cdot 400} = 3,22 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 69,14 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 89,85 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 0,76 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{89,85 \cdot 10^3}{30 \cdot (36)^2 \cdot 18,48} = 0,125 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,932$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{89,85 \cdot 10^3}{0,932 \cdot 40 \cdot 400} = 6,02 \text{ cm}^2$$

#### 4.b- Chaînages intermédiaires (30x35) cm<sup>2</sup> :

##### Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2} \quad (\text{sur toute la section})$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2} \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2} \quad (\text{zone de recouvrement})$$

- **En travée :**

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 14,49 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 46,61 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,31 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

##### Données :

- Largeur de la poutre  $b = 30 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_t = 35 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{46,61 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 18,48} = 0,084 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,956$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{46,61 \cdot 10^3}{0,956 \cdot 31,5 \cdot 400} = 3,86 \text{ cm}^2$$

• En appuis :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 18,20 \text{ KN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 51,27 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp2}}{Ma_{sp1}} = 0,35 < 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{51,27 \cdot 10^3}{30 \cdot (31,5)^2 \cdot 18,48} = 0,093 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,951$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{51,27 \cdot 10^3}{0,951 \cdot 31,5 \cdot 400} = 4,27 \text{ cm}^2$$

Les tableaux représentés ci après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

**Tableau VI.5 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive**

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	120,43	9,22	6,00	3T14 fil + 3T14 chapeau	9,24
	Travées	60,22	4,37		3T14+3T12	8,01
07 <sup>eme</sup> a 02 <sup>eme</sup>	Appuis	136,91	10,63	6,00	3T14 fil + 3T16 chapeau	10,65
	Travées	68,46	5,00		3T12 fil + 3T12 Renf	6,78
01 <sup>er</sup>	Appuis	99,66	7,48	6,00	3T14 fil + 3T12 chapeau	8,01
	Travées	49,83	3,58		3T12 fil + 3T12 Renf	6,78
RDC	Appuis	89,85	6,69	6,00	3T12fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	44,92	3,22		3T12+3T12	6,78
Sou-Sol	Appuis	91,32	6,81	6,00	3T14+3T12	8 01
	Travées	54,39	4,57		3T12+3T12	6 ,78

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	123,45	9,46	6,00	3T14 fil + 3T16 chapeau	10,65
	Travées	67,09	4,89		3T12+3T12	6,78
07 <sup>eme</sup> a 02 <sup>eme</sup>	Appuis	120,77	9,24	6,00	3T14 fil + 3T14 chapeau	9,24
	Travées	64,43	4,69		3T12+3T12	6,78
01 <sup>er</sup>	Appuis	104,66	7,89	6,00	3T14 fil + 3T12 chapeau	8,01
	Travées	52,33	3,77		3T12+3T12	6,78
RDC	Appuis	94,10	7,02	6,00	3T14 fil + 3T12 chapeau	8,01
	Travées	47,05	3,38		3T12+3T12	6,78
Sou-Sol	Appuis	52,11	3,75	6,00	3T12+3T12	6,78
	Travées	26,06	1,84		3T12+3T12	6,78

Tableau VI.7 : Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	71,24	6,07	5,25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	41,07	3,38		3T12 fil + 3T12 Renf	6,78
07 <sup>eme</sup> a 02 <sup>eme</sup>	Appuis	85,57	7,42	5,25	3T14 fil + 3T12 chapeau	8,01
	Travées	58,43	4,91		3T12 fil + 3T12 Renf	6,78
01 <sup>er</sup>	Appuis	65	5,50	5,25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	43,71	3,62		3T12 fil + 3T12 Renf	6,78
RDC	Appuis	53,48	4,47	5,25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	34,02	2,78		3T12 fil + 3T12 Renf	6,78
Sou-Sol	Appuis	16,22	1,30	5,25	3T12+3T12	6,78
	Travées	9,29	0,74		3T12+3T12 Renf	6,78

Tableau VI.8 :Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (KN.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	79,58	6,85	5,25	3T14 fil + 3T12 chapeau	8,01
	Travées	59,57	5,01		3T12 fil + 3T12 Renf	6,78
07 <sup>eme</sup> a 02 <sup>eme</sup>	Appuis	92,47	8,09	5,25	3T14 fil + 3T14 chapeau	9,24
	Travées	80,85	6,96		3T14 fil + 3T12	8,01
01 <sup>er</sup>	Appuis	68,00	5,77	5,25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	61,63	5,23		3T12 fil + 3T12 Renf	6,78
RDC	Appuis	51,27	4,27	5,25	3T12 fil + 3T12 chapeau	6,78
	Travées	46,61	3,86		3T12 fil + 3T12 Renf	6,78
Sou-Sol	Appuis	23,51	1,90	5,25	3T12+3T12	6,78
	Travées	18,97	1,53		3T12+3T12	6,78

**VI.2-Vérifications :**

**2.a.-Poutres secondaire (30x35) cm<sup>2</sup> :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

A adoptée > A<sub>min</sub> .....condition vérifiée.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (bxd) = 27,24 \times 10 / (30 \times 31,5) = 0,28 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,28 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

**2.b-Poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup> :**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bxdxft_{28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

A adoptée > A<sub>min</sub> .....condition vérifiée.

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 119,95 \times 10 / (30 \times 36) = 1,11 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 1,11 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée.

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

**2.c-Calcul les armatures transversales :**

**Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_1)$$

$$\Phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 14)$$

On adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**Espacement:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (32,40 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Zone nodale :  $St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_1 ; 30 \text{ cm})$

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30 \text{ cm})$$

Zone courante:  $St \leq h/2$

$$St \leq 20 \text{ cm}$$

**Section des armatures transversales :**

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

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

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

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

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

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(1,11 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,078 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

**Pourcentage minimal des armatures transversales :**

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

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,55 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,55 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,55 \times b}{fe} = \frac{0,55 \times 30}{235} = 0,070 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) :  $\left(\frac{At}{S_t}\right) \geq 0,078 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

D'où  $At \geq 0,078 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

**Ancrage des armatures tendues :**

$\tau_s = 0,6 \psi s^2 ft_{28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ Map}$

La longueur de scellement droit  $l_s = \Phi \cdot fe / 4 \cdot \tau_s$

Avec:  $\Phi$  : diamètre d'une barre.

$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

**Calcul des crochets :**

Crochets courants angle de 90°

$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r)$  ; Profondeur utile  $d = 36 \text{ cm}$ .

$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$

$\phi_L = 1,6 \text{ cm}$  ;  $L_2 = 23,90 \text{ cm}$  ;  $L_1 = 7,09 \text{ cm}$

$\phi_L = 1,4 \text{ cm}$  ;  $L_2 = 25,6 \text{ cm}$  ;  $L_1 = 3,70 \text{ cm}$

$\phi_L = 1,2 \text{ cm}$  ;  $L_2 = 26,8 \text{ cm}$  ;  $L_1 = 3,75 \text{ cm}$

**La longueur de recouvrement :**

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone IIa

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$

**3.1 Vérification des contraintes (ELS) :**

$M_{ser} = 28,57 \text{ KN.m}$

$A_u = 10,65 \text{ cm}^2$

**1.a-Position de l'axe neutre :**

$by^2/2 - n \cdot A (d - y) = 0$

$\Rightarrow 15y^2 + 159,75y - 5751 = 0 \Rightarrow y = 14,96 \text{ cm}$

**1.b-Moment d'inertie:**

$$I=by^3/3+n.A (d-y)^2=104199,10 \text{ cm}^4$$

**1.c-Contrainte maximale dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc}=Ky=\frac{Mser}{I_g} \times y = \frac{28,57 \times 10^3}{104199,10} \times 14,96 = 4,10 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 4,10 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$  .....condition vérifiée.

**4.1-Vérification de la flèche :**

$$M_{tsmax}=28,57 \text{ KN.m}, M_0= (G+Q) l^2/8= =13,39 \text{ t.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$As=10,56\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L > 1/16 \quad \Rightarrow 0,0833 > 0,0625 \text{ .....condition vérifiée} \\ h/L > Mt/10M_0 \Rightarrow 0,0833 > 0,0213 \text{ ..... condition vérifiée} \\ As/b.d < 4,2/f_e \quad \Rightarrow 0,007 < 0,0105 \text{ ..... condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Tableau VI.9 : Ferrailage des poutres principales (30x40) cm<sup>2</sup>

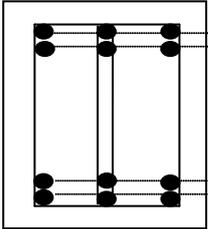
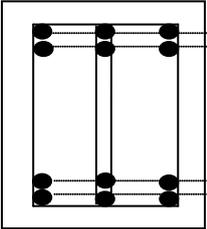
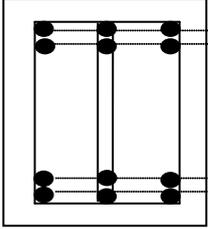
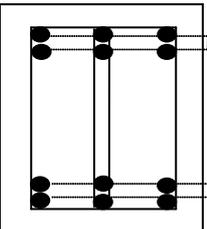
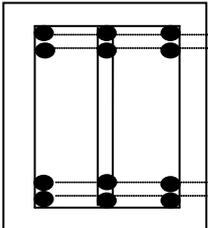
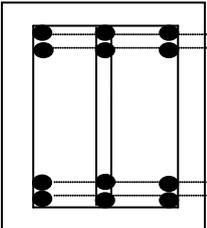
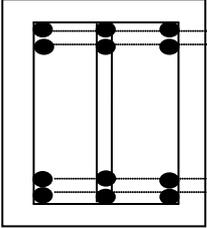
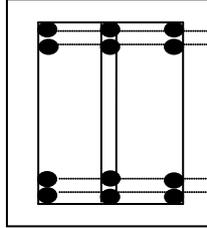
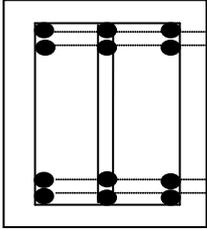
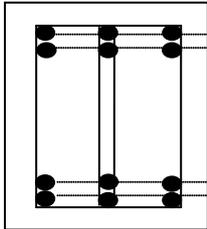
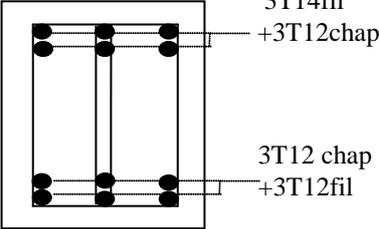
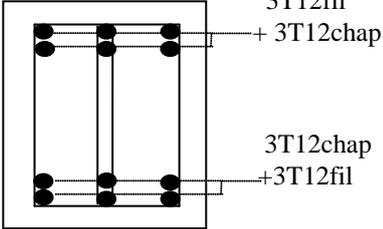
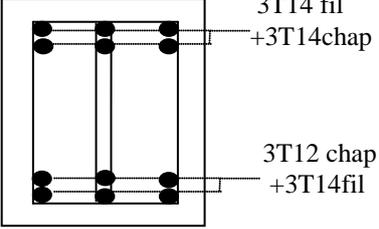
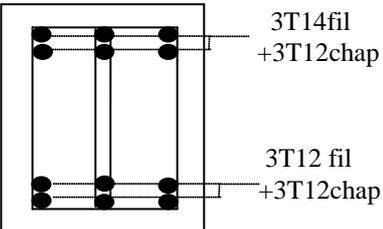
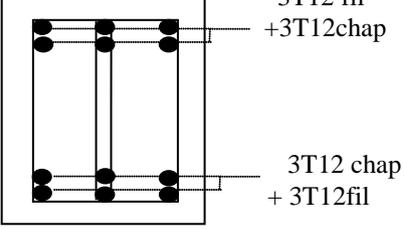
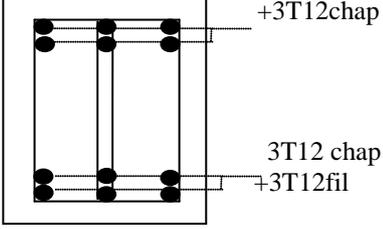
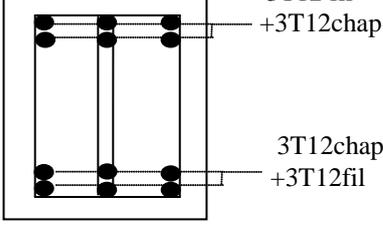
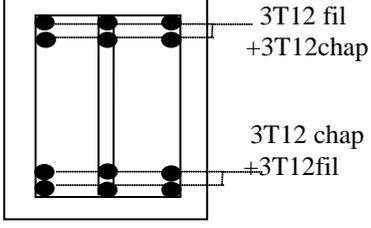
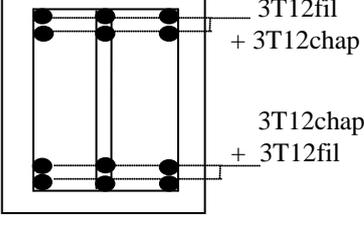
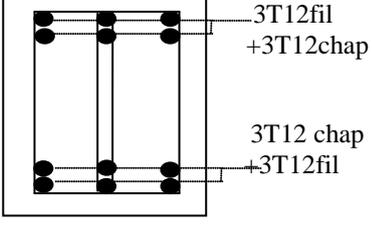
Niveau	Poutres intermédiaires	Poutre rive
Terrasse	 <p>3T14 fil +3T16chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>	 <p>3T14 fil + 3T14chap</p> <p>3T12chap +3T14fil</p>
07 <sup>eme</sup> a 02 <sup>eme</sup>	 <p>3T14 fil +3T14chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>	 <p>3T14fil +3T16chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>
01 <sup>er</sup>	 <p>3T14 fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>	 <p>3T14 fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>
RDC	 <p>3T14 fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>	 <p>3T12 fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>
Sou-Sol	 <p>3T12fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>	 <p>3T14 fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>

Tableau VII.10 : Ferrailage des chaînages (30x35) cm<sup>2</sup>

Niveau	Poutres intermédiaires	Poutre rive
Terrasse	 <p>3T14fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>	 <p>3T12fil +3T12chap</p> <p>3T12chap +3T12fil</p>
07 <sup>eme</sup> a 02 <sup>eme</sup>	 <p>3T14 fil +3T14chap</p> <p>3T12 chap +3T14fil</p>	 <p>3T14fil +3T12chap</p> <p>3T12 fil +3T12chap</p>
01 <sup>er</sup>	 <p>3T12 fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>	 <p>3T12 fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>
RDC	 <p>3T12 fil +3T12chap</p> <p>3T12chap +3T12fil</p>	 <p>3T12 fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>
Sou-Sol	 <p>3T12fil +3T12chap</p> <p>3T12chap +3T12fil</p>	 <p>3T12fil +3T12chap</p> <p>3T12 chap +3T12fil</p>

**VI.2- Ferrailage des poteaux :**

**2.1- 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 Combinaisons suivantes :

$$\begin{aligned}
 & - 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G+1,5Q \dots\dots\dots (N_{\text{max}} ; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_1 \\
 & - 2^{\text{ème}} \text{ Genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \dots\dots\dots (N_{\text{min}} ; M_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_2 \\ G+Q \pm 1,2E \dots\dots\dots (M_{\text{max}} ; N_{\text{corresp}}) \longrightarrow A_3 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 & \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,15 & \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Pour situation courante :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_b = 1,5 & \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa} \end{cases}$$

**1.a-Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de **0,8%** (zone IIa)

Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de **4%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement.

Le diamètre minimal est de **12 mm**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** (zone IIa)

La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Poteaux	$A_{\text{min}}=0,8 \% \times S$	$A_{\text{max1}}=4 \% \times S$	$A_{\text{max2}}=6 \% \times S$
(45x45) cm <sup>2</sup>	16,20	81,00	121,5
(40x40) cm <sup>2</sup>	12,80	64,00	96,00
(35x35) cm <sup>2</sup>	9,80	49,00	73,50

**2.2- Exemple de calcul :**

**2.1-Poteaux Sous-sol (45x45) cm<sup>2</sup>:**

**1.a-Combinaison de 1<sup>er</sup> genre (1,35G+1,5Q) :**

$$N_{max} = 1743,75KN \quad ; \quad M_{cor} = 1,37KN.m$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,00078 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1743,75 \left( 0,405 - 0,45/2 + 0,00078 \right) = 315,23KN.m$$

**1.b-Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1743,75KN < 2324,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 315,23KN.m < 461,11 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A<sub>1</sub>=0) .

**1.c-Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre (0,8G±E):**

$$N_{min} = 118,83KN \quad ; \quad M_{cor} = 3,01KN.m$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,025m$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 24,36KN.m$$

**1.d-Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 118,83KN < 3031,18 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 24,36 \text{ KN.m} < 393,98 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A<sub>2</sub>=0) .

**1.e-Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre (G+Q±1,2E):**

$$M_{max} = 97,30 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{cor} = 243,53 \text{ KN}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = M/N = 0,39 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 138,81KN.m$$

**1.f-Vérification si la section est surabondante:**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc}.b.h \\ M_u \leq N_u.d (1-0,514N_u/b.d.f_{bc}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 243,53KN < 3031,18 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 138,81KN.m < 619 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A<sub>3</sub>=0) .

**2.3-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 45,80 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 45,80 \times 10^3 / (450 \times 405) = 0,25 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \\ \tau_u = 0,25 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement

**3.1-Calcul des armatures transversales :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 16 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- $V_u$  : Effort tranchant de calcul

- $h_1$  : hauteur totale de la section brute

- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- $\rho_a$  : Coefficient correcteur égal 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.

**Espacement :**

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

- En zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- En zone courante :  $S_t \leq 15 \Phi_L = 30 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

**2.3-Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

$L_f$ : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 4,76$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_0 = 3,5$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 169}{45 \times 235} = 0,54 \text{ cm}^2$$

**Quantité d’armatures transversales minimales :**

**$A_t / S_t \cdot b$**  : En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 4,76 < 5 \Rightarrow 0,25\%$$

$$\text{Zone nodale : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } & A_t = 0,0025 \times 10 \times 45 = 1.125 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } & A_t = 0,0025 \times 15 \times 45 = 1.687 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

**2.5- Vérification de la section minimale d’armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\text{Zone courante : } \frac{2,01 \times 400}{45 \times 15} = 1,19 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Zone nodale : } \frac{2,01 \times 400}{45 \times 15} = 1,78 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Disposition constructive des armatures des nœuds :**

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d’évité l’éclatement des ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux U superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum d 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.



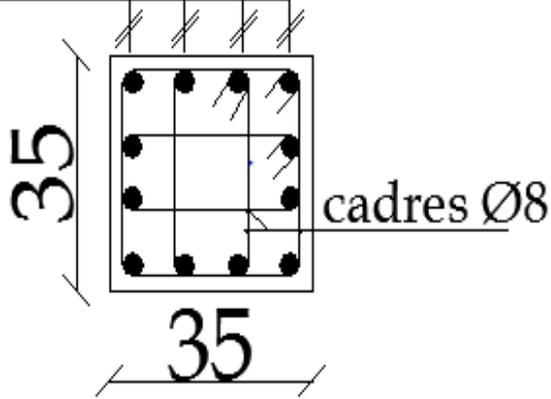
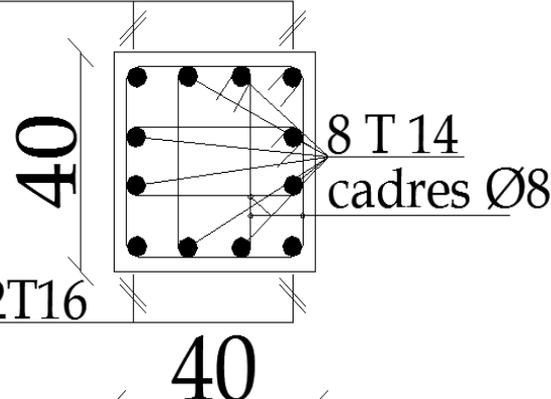
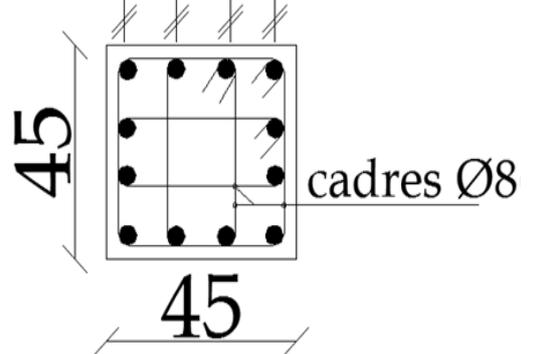
**02 U superposés**

Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.11 : Sollicitations des Poteaux non liés aux voiles de contreventement**

Etages	Efforts	Valeur en KN ;KN.m	As(calculer) (cm <sup>2</sup> )	As(min) (cm <sup>2</sup> )	Choix	As(cm <sup>2</sup> )
07 <sup>eme</sup> étage a 05 <sup>eme</sup> étage (35x35) cm <sup>2</sup>	N <sub>max</sub>	554,26	0,00	9,80	12T14	14,19
	M <sub>corr</sub>	6,53				
	N <sub>min</sub>	106,39	0,00			
	M <sub>corr</sub>	32,17				
	M <sub>max</sub>	96,01	0,00			
	N <sub>corr</sub>	52,84				
04 <sup>eme</sup> étage a 02 <sup>eme</sup> étage (40x40) cm <sup>2</sup>	N <sub>max</sub>	1184,34	0,00	12,80	4T16+8T14	18,47
	M <sub>corr</sub>	4,83				
	N <sub>min</sub>	270,50	0,00			
	M <sub>corr</sub>	33,34				
	M <sub>max</sub>	106,29	7,83			
	N <sub>corr</sub>	3,41				
01 <sup>er</sup> étage et RDC et Sous-sol (45x45) cm <sup>2</sup>	N <sub>max</sub>	1743,75	0,00	16,20	12T16	24,13
	M <sub>corr</sub>	1,37				
	N <sub>min</sub>	118,83	0,00			
	M <sub>corr</sub>	3,01				
	M <sub>max</sub>	97,30	0,00			
	N <sub>corr</sub>	243,53				

Tableau VI. 12: Ferrailages des poteaux

Niveaux	poteaux
<p>07<sup>ème</sup> étage a 05<sup>ème</sup> étage  (35x35) cm<sup>2</sup></p>	<p>12T14</p>  <p>35 35 cadres Ø8</p>
<p>04<sup>ème</sup> étage a 02<sup>ème</sup> étage  (40x40) cm</p>	<p>2T16</p>  <p>40 40 8 T 14 cadres Ø8</p>
<p>01<sup>er</sup> étage  RDC et Sous-sol  (45x45) cm<sup>2</sup></p>	<p>12T16</p>  <p>45 45 cadres Ø8</p>



**ÉTUDE DES VOILES****VII.1-Introduction :**

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale 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, quelles que soient leurs destinations (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 sismique, 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 déplacements. Par conséquent, une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

**2.1-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).

**2.2-Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

**2.3-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- Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire,

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

#### 1<sup>er</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

#### 2<sup>ème</sup> cas :

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

#### 3<sup>ème</sup> cas:

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**2.1-Armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le **1/10** de l'épaisseur du voile

**2.2-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'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

**2.3- Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> 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 inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**VII.3-ferraillage des voiles :****3.1-Exemple de calcul (Voile de rive):****3.2- Détermination des contraintes :**

**Combinaison :(G + Q ± E) :**

$$A = 1,275 \text{ m}^2$$

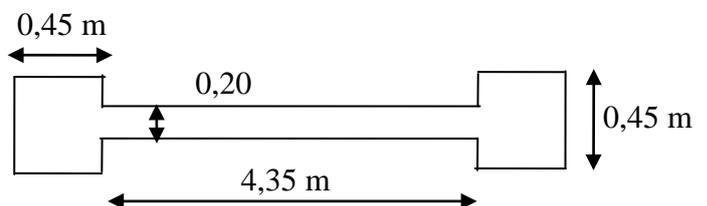
$$I = 1,37 \text{ m}^4$$

$$V = 2,62 \text{ m}$$

$$N = 376,67 \text{ KN}$$

$$M = 1830,59 \text{ KN.m}$$

$$T = 130,96 \text{ KN}$$



**Fig VII.1 : Dimensions des voile le plus favorable**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{376,67 \times 10^{-3}}{1,275} + \frac{1830,59 \cdot 2,62 \cdot 10^{-3}}{1,37} = 3,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N.M.V}{A \cdot I}$$

$$\sigma_2 = \frac{376,67 \times 10^{-3}}{1,275} - \frac{1830,59 \cdot 2,62 \cdot 10^{-3}}{1,37} = -3,20 \text{ MPa}$$

On a : ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

### 3.3- Calcul des armatures verticales (0,8G ± E) :

$$N = 301,85 \text{ KN}$$

$$M = 1810,89 \text{ KN.m}$$

$$T = 128,19 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{301,85 \times 10^{-3}}{1,275} + \frac{1810,89 \times 2,62 \cdot 10^{-3}}{1,37} = 3,69 \text{ MPa}$$

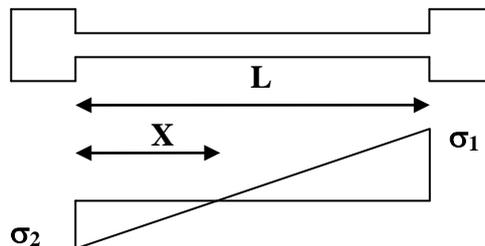
$$\sigma_2 = \frac{301,85 \times 10^{-3}}{1,275} - \frac{1810,89 \times 2,62 \cdot 10^{-3}}{1,37} = -3,22 \text{ MPa}$$

### 3.4- Calcul de la longueur tendue :

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L$$

$$\Rightarrow X = \frac{3,22}{3,69 + 3,22} \times 4,35$$

$$\Rightarrow X = 2,027 \text{ m}$$



### 3.5- Effort de traction :

$$F = |\sigma_2| \times a \times \frac{X}{2} = 3,22 \times 10^6 \times 0,20 \times \frac{2,027}{2} = 652694 \text{ N}$$

$$A_v = \frac{F}{\sigma_e} = \frac{652694}{400} \times 10^{-2} = 16,31 \text{ cm}^2$$

Pour un mètre de longueur on a :

$$A_v = \frac{16,31 \times 100}{202,7} = 8,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 128,19 \times 10}{400} = 4,93 \text{ cm}^2$$

Soit la section par un mètre linéaire :

$$A_{vj} = \frac{4,93 \times 100}{285} = 1,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_v = 8,04 + 1,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### 3.6-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

$$A_{\min} = 0,0020 \times 20 \times 202,7 = 8,10 \text{ cm}^2$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{\min} = \frac{8,10 \times 100}{202,7} = 4,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

### 6.a-Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \quad (\text{mm})$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : **D= 12 mm**

### 6.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)

**6.c-Choix d'aciers verticaux :**

On adopte deux nappes en **2(5 T 12 /ml )** soit **As = 11,31 cm<sup>2</sup>/ml**

**3.7-Vérification de la contrainte de cisaillement  $\tau_b$  :**

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'ou :  $\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$

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

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 128,19 \times 10}{20 \times 435 \times 0,9} = 0,22 \text{Mpa}$$

$$\tau_b = 1,22 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

**3.8- Calcul des armatures horizontales :**

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$K = 1 + \frac{3(N_u / B)}{f_{c28}} \text{ En flexion composée où } N > 0 \text{ (compression), } B : \text{ section du béton}$$

$$K = 1 + \frac{3(301,85 \times 10^3 / 20 \times 435 \times 10^2)}{25} = 1,04$$

$$\text{Donc : } \frac{A_T}{S_t} \geq \frac{(1,22 - 0,3 \times 2,1 \times 1,04)20}{0,8 \times 435 \times (\cos 90 + \sin 90)} = 0,032 \text{ cm}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :  
0,15% de la section du voile considérée si :  $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$ .

0,25% de la section du voile considérée si :  $\tau_b > 0,025f_{c28}$

$$\tau_b = 1,22 \text{ Mpa} > 0,025f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_h = 0,0025(b \times S) = 5,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit **5T12/ml** de hauteur ( $A_s=5,65\text{cm}^2$ ) avec un espacement de **20cm**

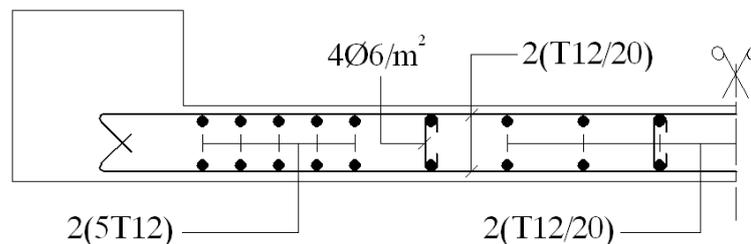
$$\frac{A_T}{S_t} = \frac{5,65}{20} = 0,28\text{cm} \geq 0,028 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**3.9-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 ou le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m<sup>2</sup> au moins; on prend donc **4φ 6 par m<sup>2</sup>**.

**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.



**Fig VII.2: Disposition des armatures des voiles**

### VIII.1-Calcul du voile périphérique :

#### 1.1-Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur  $\geq 15\text{cm}$ .
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de  $0,1\%$  dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q : surcharge d'exploitation  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ .
- $\gamma$  : Poids volumique de la terre  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$ .
- $\varphi$  : Angle de frottement interne du sol  $\varphi = 35^\circ$ .

Ka : Coefficient de poussée des terres  $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$  avec  $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$

$K_a' = K_a = 0,271$

#### 1.2-Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

On adopte : ***ep = 20 cm.***

#### 1.3-Calcul des charges :

**Poussée des terres :**

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,271 \times 1,7 \times 3,06 = 0,70 \text{ t/ml}$$

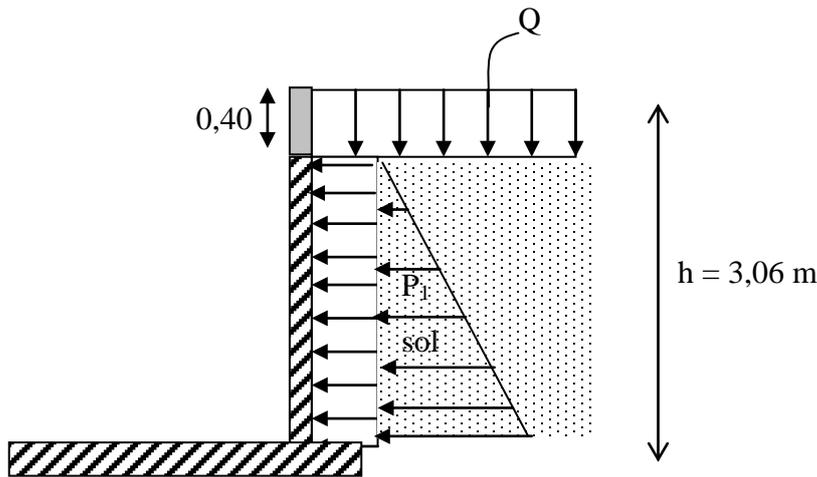


Fig VIII.1: Schéma de voile périphérique

**Poussée supplémentaire due à la surcharge :**

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \times 0,25 \times 3,06 = 0,20 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $P_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $K'_a \cdot q$ , et la résultante  $P_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.

La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 1,35 \times 0,70 + 1,5 \times 0,20 = 1,24 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 1,24 \text{ t/ml.}$$

#### 1.4-Calcul du ferrailage

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,06 - 0,40 = 2,66 \text{ m.}$$

$$L_y = 4,90 - 0,45 = 4,45 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,66}{4,45} = 0,59 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux}$$

sens.

$$M_{ox} = \mu_x q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,59 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0836 \\ \mu_y = 0,2822 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,73 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 0,20 \text{ t.m}$$

**4.1-Les valeurs des moments en travée sont :**

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 0,62 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 0,17 \text{ t.m}$$

**4.2-Ferraillage :****2.a-Sens x :**

$$M_{tx} = 0,62 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,62 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,013 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,6210^4}{0,993 \cdot 18 \cdot 348} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

**2.b-Sens y :**

$$M_{ty} = 0,41 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,17 \cdot 10^4}{100(18)^2 \cdot 14,17} = 0,0037 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,17 \cdot 10^4}{0,998 \cdot 18 \cdot 348} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

**4.3-Condition de non fragilité :****3. a-Sens-y :**

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{y \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Et d'après B.A.E.L.91 :

$$A_{y \min} = 8 \cdot h_o = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \}.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max \{ 0,27 ; 2,00 ; 1,6 \}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : **5T10/ml** soit une section de **3,93cm<sup>2</sup>/ml** et un espacement de **20cm**

**3. b-Sens x :**

D'après R.P.A 99 (version 2003), on a :  $A_{x\min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

D'après B.A.E.L.91, on a :

$$A_{x\min} = A_{y\min} \left( \frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,6 \left( \frac{3-0,59}{2} \right) = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

donc :  $A_{\text{adoptée}} = \max\{0,99; 2,00 ; 1,92\}$

$$A_{\text{adoptée}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm<sup>2</sup>/ml et un espacement de 20 cm.

**4.4-Les vérifications :**

**4.1-Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1,24 \times \frac{2,66}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,59}{2}} = 1,27 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o d} = \frac{1,27 \times 10^4}{100.18.10^2} = 0,070 \text{ MPa}.$$

$$1 - \tau_{u\limi} = 0,07.f_{c28}/\gamma_b = 0,07.25/1,5 = 1,17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u\limi} = 1,17 > \tau_u = 0,070 \text{ MPa}.....\text{condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**4.2-Vérification des contraintes à L'E.L.S**

$$\begin{cases} \alpha = 0,59 \\ v = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0884 \\ \mu_y = 0,4565 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 0,90 \text{ t/ml}.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x = 0,21 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,095 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{txx} = 0,85M_{ox} = 0,17 \text{ t.m} \\ M_{txy} = 0,85M_{oy} = 0,081 \text{ t.m} \end{cases}$$

**2. a-Sens y :**

**$M_{ser} = 0,081t.m$**

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.12,5} = 0,218$$

d'ou  $k = 51,67 ; \beta = 0,925$ .

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{0,081.10^4}{0,925.18.3,93} = 12,37MPa.$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

$\tau_s = 12,37MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa$ .....condition vérifiée.

$$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{12,37}{51,67} = 0,23MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$\sigma_{bc} = 0,23MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ .....condition vérifiée

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

**$M_{ser} = 0,71t.m$**

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} = \frac{3,93.100}{100.12,5} = 0,218$$

d'ou  $k = 51,67 ; \beta = 0,925$ .

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.d.A_s} = \frac{0,17.10^4}{0,925.18.3,93} = 25,98MPa.$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

$\tau_s = 25,98MPa < \bar{\sigma}_s = 201,63MPa$ .....condition vérifiée.

$$\tau_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{25,98}{51,67} = 0,50MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$\sigma_{bc} = 0,50MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ .....condition vérifiée

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec **5T10 =3,93 cm<sup>2</sup>/ml** chacune et avec un espacement **S<sub>t</sub>=20cm**

**VIII.2-Fondations (radier général) :**

**2.1. Introduction :**

On appelle fondations, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- prendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- les sollicitations dues à la superstructure.
- les sollicitations dues au sol.

Le calcul des fondations se fait comme suit.

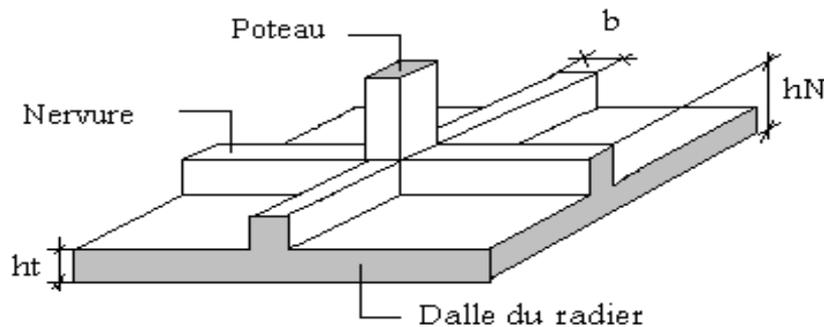
- 1- Dimensionnement à l' E.L.S :  $G+Q.$
- 2- Ferrailage à l' E.L.U :  $1,35 G+ 1,5 Q$
- 3- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :  $\begin{cases} G\pm 0,8 E \\ G+Q\pm E \end{cases}$

**2.2. Choix du type des fondations :**

Le cas le plus souvent pour les bâtiments élevés la transmission des charge au sol est assurer par des radiers généraux d'où les semelles isolées et semelles filantes non admit même les semelles filantes croisées a cause du chevauchement de ces éléments de genre unique ou combiné ce qu'il nous conduite de parcourir au radier générale

**2.3-Définition :**

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.



**Fig VIII.2 : Radier général**

**2.4-Calcul du radier:**

un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

**2.5.Pré dimensionnement du radier :**

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues a la Superstructure

$$G_T = \sum_{i=1}^7 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^7 Q_i$$

Avec  $G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

**5.1-Combinaison d'actions :**

**E.L.U:**  $N_U = 5216,88 \text{ t}$

**E.L.S:**  $N_{ser} = 3797,01 \text{ t}$

**5.2-Surface minimale du radier :**

On a :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{3797,01}{1,5 \times 10} = 253,13m^2$

Pour notre projet, si on prend un débord de 50 cm à partir des axes des poteaux on aura une surface d'assise : **S=500,50m<sup>2</sup>**

**5.3-Épaisseur du radier (h):**

L'épaisseur minimale d'un radier doit respecter les critères suivants :

**3.a-Critère de rigidité :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \text{avec : } L = 490\text{cm}$$

$$19,6 \leq d \leq 24,5\text{cm} \dots \dots \dots (01)$$

**3.b-Critère de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0,06.f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \cdot b}$$

Avec ; **Vu** : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{1m.(Nu / s).L}{2} = \frac{1m.(5216,88 / 500,50).4,90}{2} = 25,53 \text{ t}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{25,53 \times 10^2}{0,06 \times 25 \times 100} = 17,02 \text{ cm} \dots \dots \dots (02)$$

De (01) et (02) on a  $d \geq 24,5 \text{ cm}$

Donc :  $h \geq d+c= 24,5+5=29,5\text{cm}$  ; on prend :  **$h = 35\text{cm}$  ;  $d = 30\text{cm}$**

**2.6. Dimensionnement des poutres de libage :**

Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 54,44 \text{ cm} \leq h \leq 81, \text{ cm}$$

On prend comme dimension :  $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 80\text{cm} , d=72\text{cm}} \\ \mathbf{b = 45\text{cm}} \end{array} \right.$

**6.1-Vérification des contraintes :**

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les nervures.

**Poids propre du radier :**

**Dalle :**  $G_{\text{radier}} = \gamma_b (h_r \times S_r) = 2,5(0,35 \times 500,50) = 437,93\text{t}$

**Nervure :**  $G_{\text{nervure}} = \gamma_b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 2,5((0,80 - 0,72) \times 0,45 \times 270,30) = 24,32\text{t}$

**6.2-Charge d'exploitation du sous-sol :**

$Q_{\text{sous-sol}} = Q \times S = 0,25 \times 443,91 = 110,97 \text{ t}$

$N_{\text{ser-T}} = N_{\text{ser}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} + Q_{\text{sous-sol}} = 3797,01 + 437,93 + 24,32 + 110,97 = 4370,23\text{t}$

$\frac{N_{\text{ser-T}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{4370,23}{500,50} = 8,73\text{t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**6.3-La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre :  $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,80)^3/12 = 0,019 \text{ m}^4$ .

E : module d'élasticité du béton,  $E = 3216419 \text{ t/m}^2$ .

b : largeur de la poutre  $b=0,45\text{m}$ .

K : coefficient du raideur de sol  $k = 50 \text{ t/m}^2$ .

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,021}{500 \times 0,50}} = 5,73 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4,90\text{m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9,00\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$L_{\max}$  : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

**6.4-Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

**Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{raid}} = 8,73 - 0,875 = 7,85\text{t/m}^2.$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 7,85\text{t/m}^2.$$

**2.7-Ferrailage de la radier :**

**7.1-- Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

**1.1-1<sup>ère</sup> cas :**

Si :  $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  La dalle portante suivant les deux directions.

**1.a-Les moments sont données 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<sup>ème</sup> 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)

**1.3-Exemple de calcul :**

$$\alpha = L_x/L_y = 4,35/4,45 \Rightarrow 0,97$$

La dalle porte dans les deux sens.

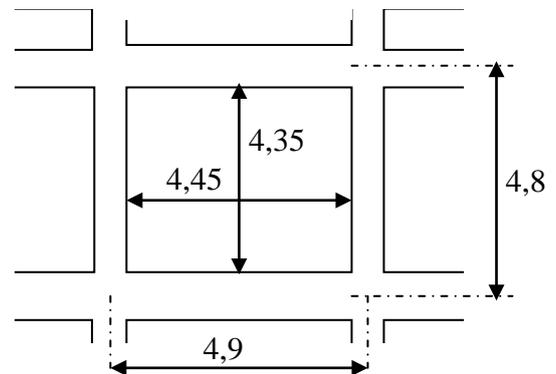
$$\alpha = 0,97 \Rightarrow \mu_x = 0,0392; \mu_y = 0,9322.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0392 \times 7,85 \times (4,35)^2 = 5,82 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{0y} = 0,9322 \times 5,82 = 5,42 \text{ t.m}$$



**Fig VIII.3 : le panneau le plus défavorable**

**En travée :**

- **Sens x :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 5,82 = 4,36 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,36 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,034 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,048 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,36 \cdot 10^4}{0,983 \cdot 30 \cdot 348} = 4,24 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T12 / ml** , **A = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml**, **S<sub>t</sub> = 20cm**

- **Sens y :**

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 5,42 = 4,60 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,60 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,60 \cdot 10^4}{0,982 \cdot 30 \cdot 348} = 4,48 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T12 / ml** , **A = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml**, **S<sub>t</sub> = 20cm**

En appuis :

- Sens x:

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 5,82 = 2,91 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,91 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,022 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,91 \cdot 10^4}{0,989 \cdot 30 \cdot 348} = 2,81 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T12 / ml, A = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 20 cm**

- Sens y:

$$M_{ay} = 0,2M_{0y} = 0,2 \times 5,42 = 1,084 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,084 \cdot 10^4}{100(30)^2 \cdot 14,17} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,084 \cdot 10^4}{0,996 \cdot 30 \cdot 348} = 3 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5T12 / ml, A = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 20 cm**

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

Donc le ferrailage de la dalle de radier se fait comme suite:

Nappe supérieure dans les deux sens : **5T12/ ml, A = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 20 cm**

Nappe inférieure dans les deux sens : **5T12 / ml, A = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml, S<sub>t</sub> = 20cm**

## 7.2-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

### 2.1-En travée (dans les deux sens):

#### 1.a-Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0 ; As = 5,65 \text{ cm}^2 ; M = 3,29 \text{ KN.m}$$

$$50y^2 + 84,75y - 2542,5 = 0 \Rightarrow y = 6,33 \text{ cm}$$

#### 1.b-Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(6,33)^3}{3} + 15 \times 5,65(30 - 6,33)^2$$

$$I = 55937,32 \text{ cm}^4$$

**1.c-Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{3,29 \times 10^4}{55937,32} \times 6,33 = 3,72 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,72 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

**1.d-Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{e}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{3,29 \times 10^4}{55937,32} (30 - 6,33) = 208,82 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 208,82 \text{Mpa} > \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc on doit augmenter la section d'armatures tractées

Soit : **7T16/ ml** , **A = 14,07cm<sup>2</sup>/ml** , **S<sub>t</sub> =15cm**

Ce qu'il donne :

$$y_1 = 9,33 \text{cm}$$

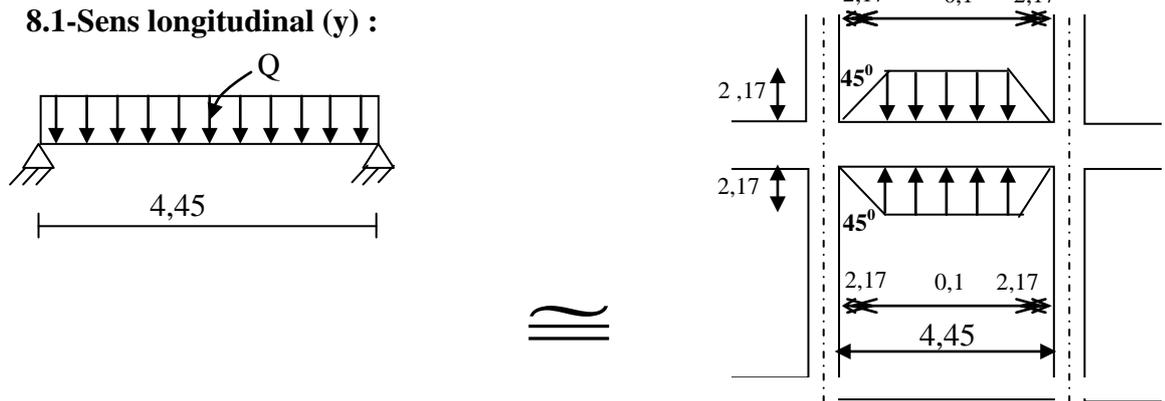
$$I = 117243,08 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2,61 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 87 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**2.8- 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.



**Fig VII.4 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.**

**1.1 Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left( 1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec :  $Lx_1 = 4,34m$

$Ly_1 = 4,45m$

$Lx_2 = 4,35m$

$Q = 7,85t/m^2$

$$Q' = \frac{7,85}{2} \left[ \left( 1 - \frac{4,34^2}{3 \times 4,45^2} \right) . 4,34 + \left( 1 - \frac{4,35^2}{3 \times 4,45^2} \right) . 4,35 \right] = 23,26 \text{ t/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q'.L^2}{8} = \frac{23,26 \times 4,45^2}{8} = 57,59 \text{ t.m}$$

**1.2- Calcul du ferrailage :**

- **En travée :**

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85.57,59 = 48,95 \text{ t.m}, \quad b = 50 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 72 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = \frac{48,95.10^4}{50.(72)^2 . 14,17} = 0,133 < \mu_1 = 0,392$$

$$\beta = 0,928$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s . \beta . d$$

$$A_1 = 48,59.10^4 / 348.0,928.72 = 21,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T16 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T16 ; \quad A = 22,26 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4T14 \end{cases}$$

- En appuis :

**Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5M_o = 0,5.57,59 = 28,79 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,078 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,078 \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_s = 11,98 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T16) Fil+ (4T14) chap ; A = 14,21 cm<sup>2</sup>.**

**Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2.M_o = 0,2.57,59 = 11,51 \text{ t.m} \quad b = 50 \text{ cm} \quad h = 80 \text{ cm} \quad d = 0,9h = 72 \text{ cm}$$

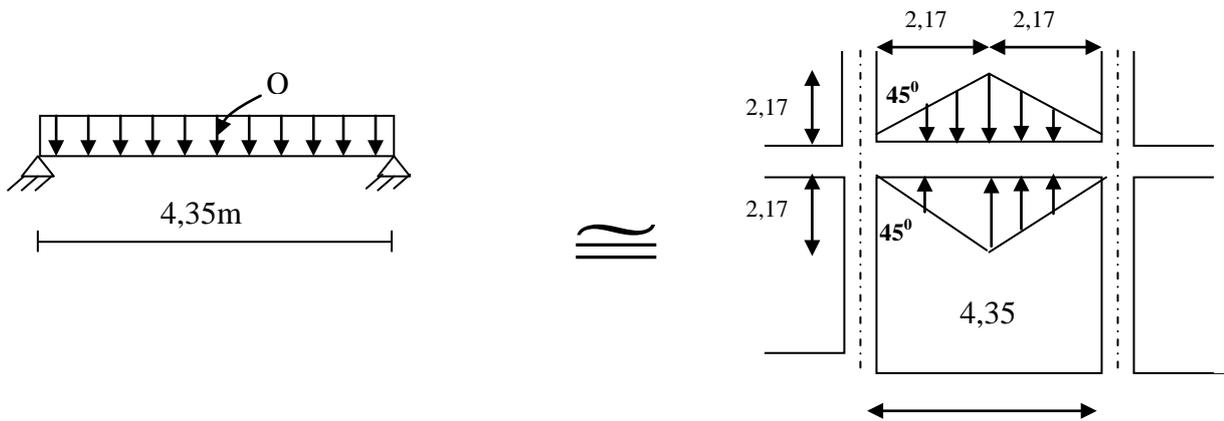
$$\mu = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A'=0)$$

$$\mu = 0,031 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_s = 4,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T16) Fil ; A = 8,05 cm<sup>2</sup>**

**8.2-Sens transversal(x) :**



**Fig VIII.5 : répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.**

**2.1-Calcul de Q':**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que :  $Q = 7,85 \text{ t/m}^2$

$$Lx_1 = 4,34 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \cdot 7,85 \cdot 4,34 = 22,71 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{22,71 \cdot 4,34^2}{8} = 53,47 \text{ t.m}$$

**2.2- Calcul du ferrailage :**

• **En travée :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85.53,47 = 45,44\text{t.m}, \quad b = 50\text{ cm}, \quad h = 80\text{ cm}, \quad d = 0,9.h = 72\text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{45,44.10^4}{45.(72)^2.14,17} = 0,137 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,123 \rightarrow \beta = 0,934$$

$$A = \frac{M}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{45,44.10^4}{0,934.72.348} = 19,41\text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4\text{T16} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T16} ; A = 22,26\text{cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4\text{T14} \end{cases}$$

• **En appuis :**

**Appuis intermédiaires:**

$$M_a = 0,5.M_o = 0,5.53,47 = 26,73\text{ t.m} \quad b = 45\text{cm} \quad h = 80\text{cm} \quad d = 0,9h = 72\text{cm}$$

$$\mu = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_s = 11,07\text{cm}^2$$

On adopte : **(4T16) Fil+ (4T14) chap ; A = 14,21cm<sup>2</sup>.**

**Appuis de rive:**

$$M_a = 0,2.M_o = 0,2.53,47 = 10,69\text{t.m} \quad b = 45\text{cm} \quad h = 80\text{cm} \quad d = 0,9h = 72\text{cm}$$

$$\mu = 0,029 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_s = 4,33\text{cm}^2$$

On adopte : **(4T14) Fil ; A = 8,05 cm<sup>2</sup>.**

### 8.3- Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a \geq 2(85 - 0,1 f_e) = 85 \text{ cm}$ .

Dans notre cas  $h_a = 80 \text{ cm}$  (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section  $(h \times b_0) = (0,80 \times 0,50) \text{ m}^2$ , on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,80) = 7,8 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T16 Fil; A = 8,05 cm<sup>2</sup>**

### 8.4- Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 36,94 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{36,94}{0,50 \cdot 0,72 \cdot 100} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### 4.1-Armatures transversales :

**1.a-Diamètre:**  $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(22,85 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 50 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$   
on prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

### 1.b-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$S_t \leq \frac{0,8 A_t f_e}{b (\tau_u - 0,3 f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b (\tau_u - 0,3 f_{c28}) S_t}{0,8 A_t}$$

$$f_e \geq \frac{50 (1,02 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 4,71} = 135,35 \text{ MPa}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 6T10, A=3,14cm<sup>2</sup>.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,51; 0,4 \text{ MPa}) = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \cdot 400}{50 \cdot 15} = 1,67 > 0,51 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{conditi on vérifiée.}$$

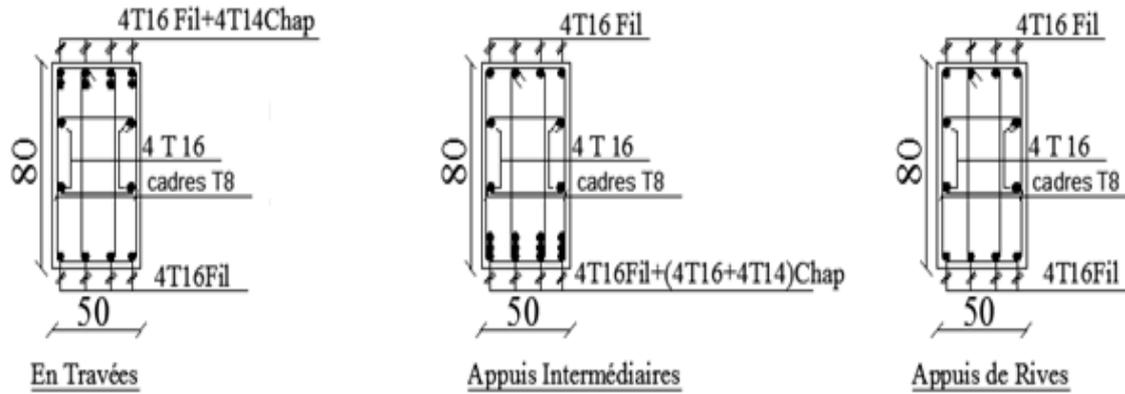


Fig VIII.6 : Ferrailage du libage

### **Conclusion générale :**

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que :

RPA99version2003, BAEL91. La pratique des logiciels comme : ETABS, AUTOCAD, ... etc.

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans la conception et le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments.

Pour le contreventement et la disposition des voiles ; on constate que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile placée dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

## REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

### Livrets et règlements:

- 📖 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).
- 📖 Cours et Exercices : Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL (1991)
- 📖 Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA (1993).
- 📖 Document technique réglementaire : DTRB.C.2.48
- 📖 D.T.R. C 2-4.7 RNV99: Règlement Neige et Vent 99
- 📖 DTU BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).
- 📖 Document technique réglementaire : DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation (1988).

### Mémoire:

- 📖 Etude d'un bâtiment (R+4) avec sous-sol à usage d'habitation située à Khemisti
- 📖 Etude d'une tour en (R+8) avec sous-sol à usage multiple
- 📖 Etude d'un bâtiment en (R+5) avec sous-sol à usage multiple
- 📖 Etude d'un bâtiment en (R+9) à contreventement mixte et à usage d'habitation et commercial

### Cours:

- 📖 Polycopié, Béton armé (Mr : Mimouni Mohamed) 1<sup>er</sup> Année Master (2013-2014), Université de Tiaret.
- 📖 Polycopié, Analyse des structures II (Mr : Boudierba Bachir) 1<sup>er</sup> Année Master Novembre 2014, Université de Tiaret.

### Logiciels:

- 📖 Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.
- 📖 EXCEL 2007
- 📖 WORD 2007
- 📖 AUTO CAD 2004