



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique



UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire De Fin De Cycle

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.

Option : Structures.

Thème

*Conception Et Étude D'une Structure
En Béton Armé R+8*

Étudié par : Encadré par :

*MEDDOUR KAMEL

Dr : REFRAFI SALAH

*GUEBLI MILOUD

Promotion 2021/2022

Remercier

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur M^r REFRAFI SALAH pour ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail

Nous remercions tous nos enseignants durant toute notre cursus ainsi que les responsables de l'institut de génie civil.

Comme nous tenons à remercier tous ceux qui de loin ou près ont contribué à finaliser ce modeste travail.

MEDDOUR.K ET GUEBLI.M

DEDICACE



DU PROFOND DE MON COEUR .JE DEDIE CETTE THESE:

À LA MÉMOIRE DE MON PÈRE ET MON FRÈRE

À MA TRÈS CHÈRE MERE QUE DIEU VOUS DONNE SANTÉ ;LONG DE VIE

À MA TRÈS CHÈRE ÉPOUSE : TU M'AS ÉTÉ LE PERMANENT APPUIS ;JE

PRIE DIEU LE TOUT -PUISSANT POUR QU'IL TE DONNE LE BONHEUR ET

LA SANTÉ

À MES ENFANTS : RAID ATHIR ET AYHM AMIR ;AUCUNE DÉDICACE NE

PEUT EXPRIMER LA PROFONDEUR DE MES SENTIMENT PATERNAL;

MON AMOUR ET MON ATTACHEMENT QUE J'ÉPROUVÉ À VOTRE

ÉGARDE;PUISSE DIEU LE TOUT -PUISSANT ;VOUS PROTÉGER ET VOUS

ACCORDÉ SANTÉ ET LONG VIE PLEINE DE BONHEUR ET DE SUCCESS

À MES SOEURS ET FRÈRES

À L'ENSEMBLE DE MA FAMILLE ET MES AMIS

À MON COLLEQUE KAMEL

À TOUTE LA PROMOTION 2022

MILOUD GUEBLI





الحمد لله حمدا كثيرا يليق بجلاله وعظيم سلطانه و الصلاة والسلام على اشرف المرسلين وعلى آله

وصحبه أجمعين أما بعد :

اهدي هذا العمل الذي هو نتاج ثمرة من الجهد والعناء إلى:

روحاً بيا لظاهرة، سائلاً الله تعالى أن يغفر له و يرحمه، وأن يسكنه جنانه

إلى أمي الغالية ، نتمنى لها موفور الصحة و العافية

إلى الزوجة الكريمة، سندي في الحياة

إلى أبنائي قرة عيني : إياد ، آدم ، أنس و إسحاق

إلى أخوتي و أخواتي

.....إلى جميع الأصدقاء و الأقارب وكل من ساهم في إنجاح هذا العمل من

قريب أو من بعيد و أخص بالذكر : فاروق و يحيى...

إلى أخي وصديقي ورفيق دربي في هذا الجهد : قبلي ميلود ، الذي

لولاه لما استطعنا أن نكمل هذا العمل وفقه الله

إلى كل الذين عرفتهم في الحياة الجامعية

...إلى كل الذين حوهم قلبي و لن تستطيع الأوراق أن تحويهم.

كمال مدور



Remerciements	
Dédicace	
Sommaire	

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

Introduction Générale	09
I.1 Introduction	10
I.2 Présentation de l'ouvrage	10
I.2.2 Donné géotechnique du site	11
I.2.3 Caractéristique géométrique	11
I.3 Les états limites	12
I.4 Hypotheses de calculs aux états limites	14
I.5 Caractéristiques des matériaux	14
I.5.1 Le Béton	15
I.6.2 L'acier	17

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

II .1 Introduction	23
II .2 Disposition des poutrelles	23
II .3 Pré dimensionnement des planchers	23
II.3.1 les dalles en corps -creux	24
II .3.2 Les dalles pleines	25
II.4 Les Poutres	26
II.5 Les Voiles	28
II.6 Locale d'ascenseur	27
II.7 Pré dimensionnement de l'acrotère	30
II.8 Pré dimensionnement des escaliers	31
II.9 Descente des charges	32
II.9 .1 Plancher	32
IV.5 .2 Balcon	33
IV.5 .3 L'escalier	34
II.10 Pré dimensionnement des poteaux	35

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 Calcul de l'acrotères	45
III.1 .1 Définition	45
III.1 .2 Présentation	46
III.1 .3 Évaluation des charges	47
III.1 .4 Évaluation des sollicitations	47
III.1 .5 Combinaison des sollicitations	47
III.1 .6 Ferrailage d'acrotère	48
III.1 .7 Vérification de l'effort tranchant	50
III.1 .8 Vérification des contraintes	51

III.2 Calcul des escaliers	52
III.2.1 Évaluation des charges	53
III.2.2 Combinaison des charges	54
III.2.3 Calcul des armatures	55
III.2.4 Ferrailage de la poutre palière	56
III.3.1 Etudes de plancher	66
III.3.2 Méthode de calcul.....	66
III.3.3 Principe de la Méthode de calcul.....	66
III.3.4 Application de la Méthode de calcul.....	66
III.3.4 Calcul des armatures.....	72
III.3.5 Calcul des transversales	72
III.3.5 Vérification de l'effort tranchant	72
III.3.6 Ferrailage de la dalle de compression.....	78
III .4 .CALCUL DU BALCON	79
III .4.1 Évaluation des charges	79
III.1 .2 Évaluation des sollicitations.....	79
III.1 .3 Combinaison des actions	80
III .4.4 Calcul des Sollicitations	81
III .4.5 Calcul des armatures.....	82

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction	85
IV.1.1 Objectifs de l'étude dynamique	85
VI.1.2 Choix de la méthode de calcul.....	85
VI.1.2.1 Méthode statique équivalente	86
VI.1.2.2 Méthode dynamique.....	86
VI.1.3 Présentation de la méthode modale spectrale	86
VI.1.4 Classification du système de contreventement	88
IV .5.Calcul de la période fondamentale de la structure	90
IV .6. Méthode d'analyse modale spectrale	91
IV .7 Disposition des voiles de contrevent	91
IV.8.Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003	95
IV .9.Calcul des déplacement	97
IV.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ	98

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V. 1 Introduction	100
V. 1 Ferrailage des poutres.....	100
V. 2 Ferrailage des poteaux	111
V. 3 Ferrailage des voiles	128

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Généralité	138
VI.2.1 Etude des longrines	138
VI.2.2 Pré dimensionnement	138
VI.2.3 Ferrailage longitudinale des longrines.....	138
VI.2.4 Armatures transversales des longrines.....	139

VI.3. Étude des fon dations	139
VI.3.1 Introduction	140
VI.3.2 Choix du type de fondations	141
VI. 3.3.1 Etude de radier	144
VI.3.3.2Calcul de la surface du radier	144
VI.3.3.3 Calcul du débordement D	147
VI.3.3.4 Vérification des dimensions du radier	147
VI.3.3.5 Pré dimensionnement de la dalle	147
VI.3.3.6Choix final de dimensions du radier	147
VI.3.3.7Vérification du radier	164
VI.3.3.8Vérification de la stabilité du radier	164
VI.3.3.9Ferrailage du radier	168
Conclusion générale	170

Chapitre I

Présentation De L'ouvrage et Hypothèses De Calcul

Introduction Générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner, chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

La conception et la réalisation d'un projet de génie civil sont le fruit du travail d'une équipe pluridisciplinaire à plusieurs composant parmi lequel un démembré chargé de l'étude technique. L'ingénieur d'étude ou de conception est chargé de définir, d'analyser et de dimensionner le système porteur de l'ouvrage pour que sa fonction et sa résistance mécanique soient garanties toute la durée de la structure.

I.1-Introduction

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir, faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+8 ; l'ossature est en poteaux poutres contreventé par voiles.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul (**ROBOT STRUCTURALE ANALYSIS**) pour faire le calcul dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL91**, le **CBA93** et le **RPA99/V2003**

I.2.1-Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment (R+8) en béton armé implanté à la commune de **SIDI AHMED** Wilaya de **BEJAIA** a usage commerciales et d'habitation à savoir :

- Du RDC à usage commerciale.
- Du 1^{ère} étage au huitièmes étage à usage d'habitation (chaque étage contient 4 logements de type F3)
- Une terrasse inaccessible.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est de 31,65 mètres, inférieure à 48 m ce qui nous conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.1** » et « **article 3.2** » zone de moyenne sismicité (zone IIa) et dans le groupe d'usage 2.

I.2.2-Données géotechniques du site :

Le sol du site devant servir d'assise pour la réalisation des 28 logements promotionnels aidés , avec locaux commerciaux intégrés ;est constitué par une couche des argiles schisteuses à marneuses par endroit ,jusqu'à une profondeur de 11.00m le tout repose sur substratum rocheux (marno - calcaires) .

Sur la base de l'analyse et l'interprétation des résultats in situ le laboratoire préconise une contrainte admissible de 3.00 bars à partir de 1.5m de profondeur.

I.2.3-Caractéristiques géométriques

La structure présente les dimensions suivantes :

- $L_x = 25,80 \text{ m}$; $L_y = 19,00 \text{ m}$
- Hauteur totale (acrotère non compris)31,65 m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 04,08 m
- Hauteur des étages courants03,06 m

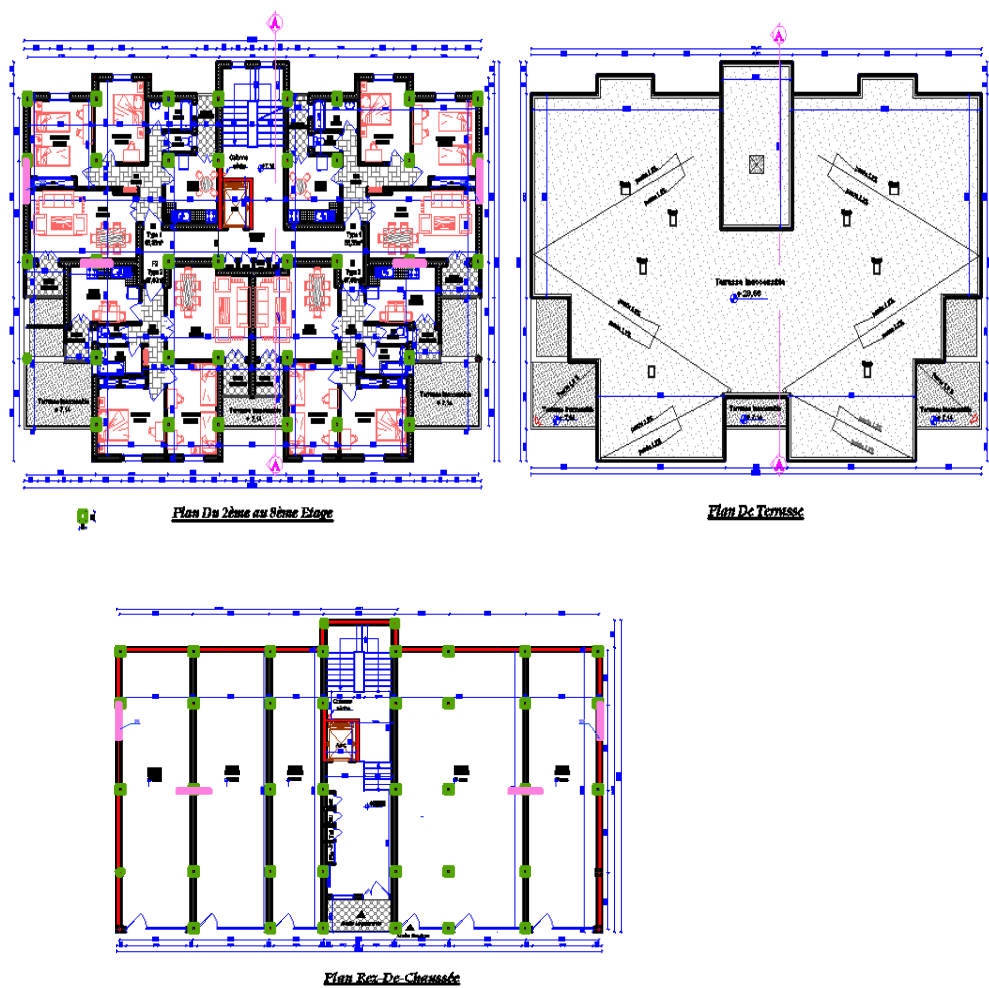


Figure-1.1 : Vues en plans



Figure-I.2 : conception du projet

I.3-Les états limites(BAEL91)

I.3.1-Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

-La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{28}}{\gamma_b}$$

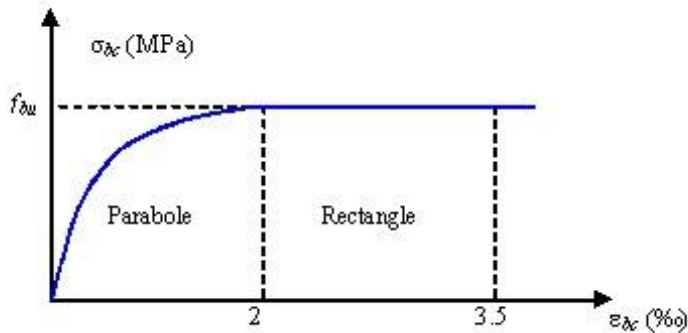


Figure 1 3 : Diagramme parabol rectangle des Contraintes Déformations du béton

- Si $t > 24$ heures $\theta=1$
- Si $1 \leq t \leq 24$ heures $\theta=0.9$
- Si $t < 1$ heure $\theta=0.85$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

θ : 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.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton si ;

$\gamma_b = 1.5$ **Combinaisons courantes** $\gamma_b = 1.15$ **Combinaisons accidentelles**

Dans notre cas $f_{bu} = 14.2$ MPa

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabol rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (**A.4.3.42 du BAEL**).

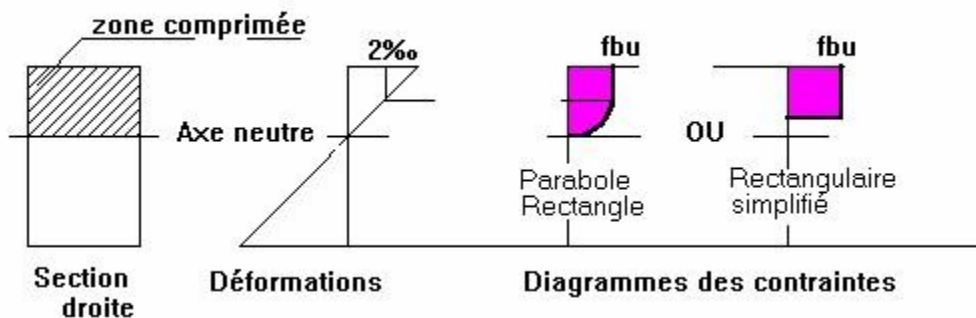


Figure 1-4 : diagramme des contraintes

b) Etat limite de service : C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service ; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.4-Hypothèses de calcul aux états limites

I.4.1-Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) ; de calcul du béton utilise est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.4.2-Etat Limite de Service « E L S ».

- Les phénomènes correspondants sont : la fissuration ; les déformations ,....
- Dans Le cas des ELS, à effectuer des vérifications portant sur :
- la limitation de la compression du béton.
- la limite d'ouverture des fissures.
- la limite des déformations.

I.5-Caractéristiques des matériaux

I.5.1-Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.5.2- Composition du Béton :

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau.

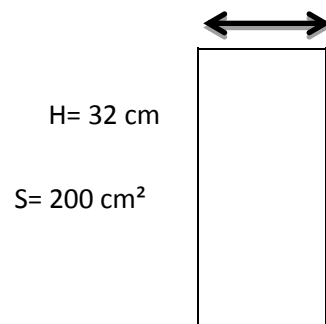
Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).
- Il est influencé par les grandeurs suivantes :
 - Le malaxage (type et la durée).
 - Le transport (type et le temps écoulé).
 - La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
 - Le Cure du béton.

I.5.3- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

$\phi=16$ cm



Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPa....CBA
Art (A.2.1.1.1)
- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ MPa.....CBA Art
(A.2.1.1.1)
- $j > 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$

I.5.4-Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{CBA}] (\text{Article A.1.2.1.2}).$$

$$f_{tj} = 0.275 \times f_{cj} \text{ pour } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

f_{tj} :La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours

f_{cj} :La résistance du béton à la compression à l'âge de j jours

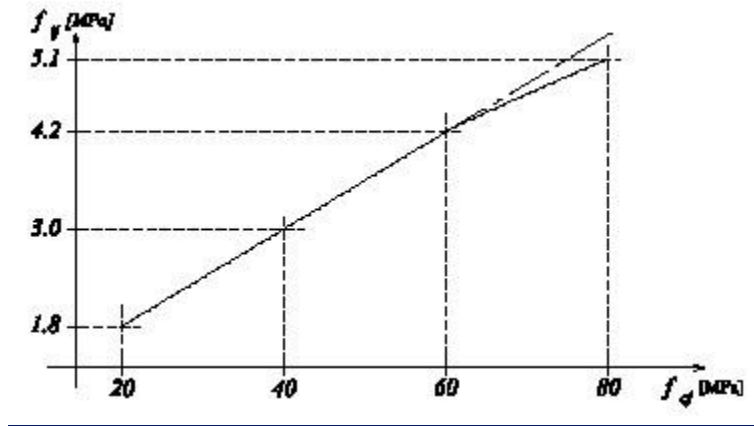


Figure I-5 :Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

Pour notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$

I.6-L'acier

I.6.1 -Généralité:

L'acier est alliage de fer et de carbone en faible pourcentage de ce dernier. Les aciers utilisés pour le béton armé sont appelés armatures et doivent adhérer au béton afin de supporter les efforts de traction.

Selon le pourcentage du carbone dans le fer on distingue :

- Acier doux ou mi durs pour 0.15 à 0.25% de carbone
- Aciers dur pour 0.25 à 0.40% de carbone

. Leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Il existe plusieurs types :

ACIER	DESIGNATION	LIMITE D'ELASTICITE	UTILISATION
RONDS LISSES	FeE 220 FeE 240	215 235	Cadre et étriers des poutres et des poteaux, anneaux de levage des pièces préfabriqués
ACIER HA TYPE	FeE 400 FeE 500	400 500	Tous travaux en béton armé
TREILLIS	TLE 520 $\theta \leq 6$	520	Emploi courant pour : -Radiers

SOUDES (RONDS LISSES TYPE	TLE 500 $\theta > 6$	500	- Voiles - Planchers - dallage
---------------------------------	-------------------------	-----	--------------------------------------

Tableau I-1 : caractéristique des aciers

- Les ronds lisses de nuances (**Fe E 325**)



- les barres à hautes adhérence de nuance (**Fe E 400**)



- les treillis soudés ($\emptyset 6$) pour le hourdis des plancher à corps creux (**Fe E 500**)



Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pour toutes les nuances est (CBA93)

$$E_s = 2,110^4$$

I.6.2- Le diagramme contrainte Déformation

Les contraintes

➤ **Etat limite ultime :**

la contrainte est donne par la formule:

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

f_e : Limite d'élasticité garantie.

γ_s : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_s = 1.5$ Combinaisons courantes

$\gamma_s = 1.15$ Combinaison accidentelles.

$\gamma_s = 1$ situation normal

- Barre lisse $\sigma_s = 204.34$ MPa
- Barre HA $\sigma_s = 204.34$ MPa

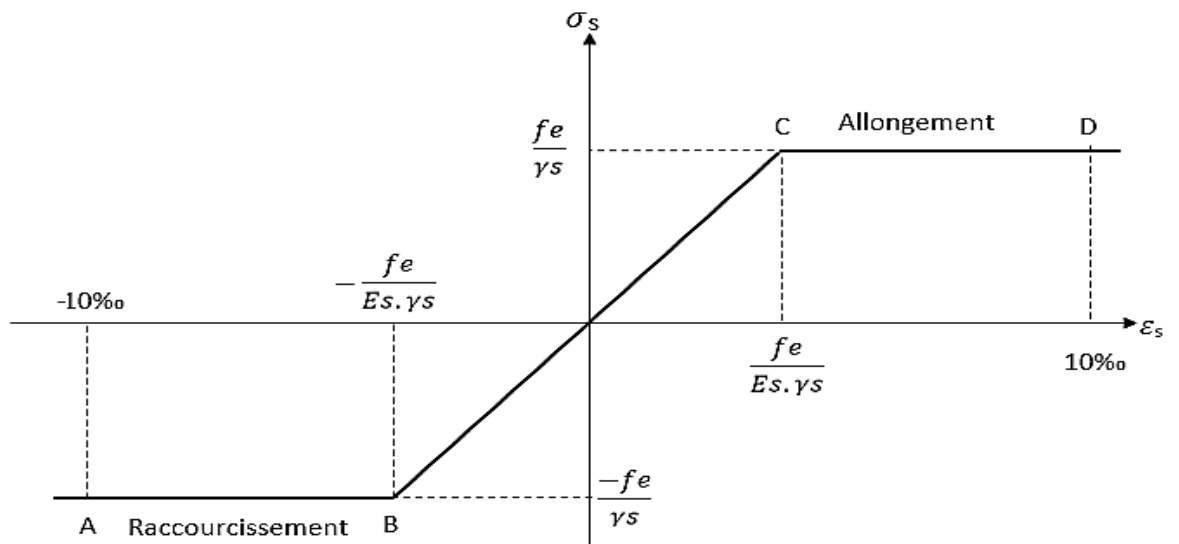


Figure I-6 : Diagramme contrainte- déformation d calcul

➤ **Etat limite service :**

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

- Fissuration peu nuisible: pas de limitation.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce: $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, \max(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta f_t}))$

- La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité:

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 f_t \eta)$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les rond lisses (R.L)

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

Avec :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_A \text{ (L'ELS)}$$

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	négliger
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration η $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1,6$ pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm $\eta = 1,3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm	$\bar{\sigma}_s = \min(-f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

Tableau I-2 : valeurs des contraintes limites

I.6.3- Règles des trois pivots

On distingue trois domaines 1, 2,3, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section du béton.

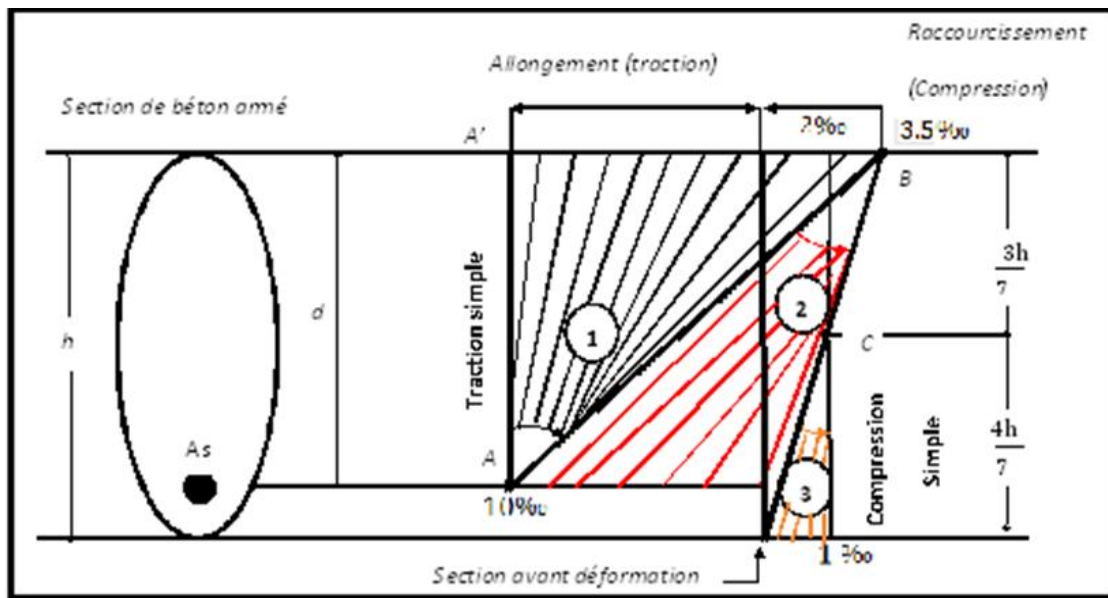


Figure I- 7: Diagramme des déformations limite de la section d'acier

Analyse du diagramme des déformations		
Pivot A Domaine 1	Pivot B Domaine 2	Pivot C Domaine 3
Allongement de l'acier : $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$	Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$	Raccourcissement du béton comprimé $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ pour $y_u = \frac{3}{7} h$
Traction simple : • Limite AA' béton entièrement tendu Flexion simple ou composée : acier tendu $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ béton partiellement comprimé $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$	Flexion simple ou composée : acier tendu $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$ béton partiellement comprimé	Compression simple : Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation, si non flexion composée

Tableau I-3 : Analyse du diagramme de déformation d'une section

- ✓ **Pivot A** : allongement de l'acier le plus tendu $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$
pièce soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée
- ✓ **Pivot B** : raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée $\epsilon = 3.5 \text{ ‰}$
pièce soumise à la flexion simple ou composée
- ✓ **Pivot C** : raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3/7 h$ de la fibre la plus comprimée $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$

Pièce soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée

I.7-Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes :

- Règlement Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- BAEL 91/Version99
- CBA

CHAPITRE II

Pré dimensionnement Et-Descente-Des-Charges

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement sert à définir les dimensions des différents éléments de la structure. Il sert également à la détermination des caractéristiques d'une installation lors de sa conception pour satisfaire à des critères préétablis et à la pratique réglementaire. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 version 2003 et du CBA93. Ces résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification dans la phase de calcul. Il a pour but de pré-dimensionner ou vérifier rapidement la tenue de d'éléments de structures en Béton Armé (BA).

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

* Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutre et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

* Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

II.2. Disposition des poutrelles

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

II.3. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine au niveau des balcons.

II.3.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont des parties horizontales de la construction séparant les niveaux d'un bâtiment, et capable de supporter les charges d'utilisations, ils résistent bien aux efforts horizontaux. Les planchers transmettent des charges permanentes aux poutres sous voiles d'appuis. Dans ces planchers sont en corps creux. On appelle plancher nervuré l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée. Les nervures sont en béton armé coulé sur place et reposant sur des poutres principales ou des voiles. A partir du CBA 93, le calcul de l'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivante :

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

ht : La hauteur totale au plancher (corps creux + dalle de compression)

Lx : La longueur de grand panneau entre nus de nervures : **Lx=400cm**

$$L_{max} = 4.00m \rightarrow h_t = 4.00 \geq /22.5 = 17.77cm$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une épaisseur de **20cm**

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la table de compression

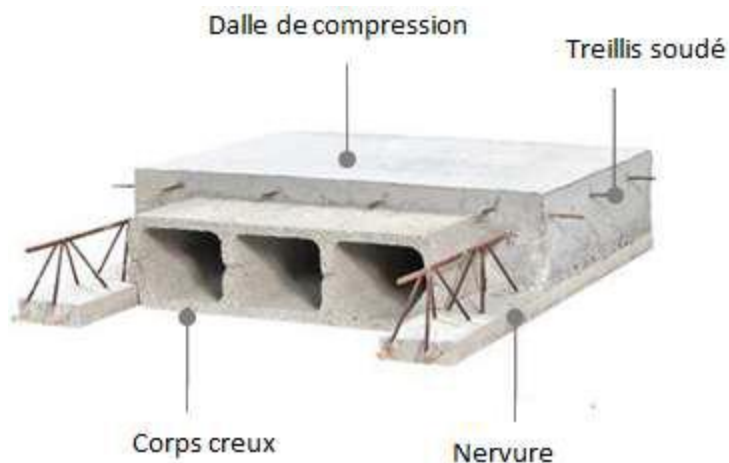


Figure II-3 : Dessin d'un plancher en corps creux

II.3.2. Les poutrelles

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres.

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

Avec : $b_0 = 10 \text{ cm}$

L_x : distance entre nus des poutrelles.

L_y : distance entre nus d'appuis des poutrelles.

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$$h_t = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}; L_{y \text{ min}} = 300 - 30 = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min (27.5 \text{ cm}, 27 \text{ cm})$$

Ce qui donne $b = 64 \text{ cm}$, soit $b = 65 \text{ cm}$

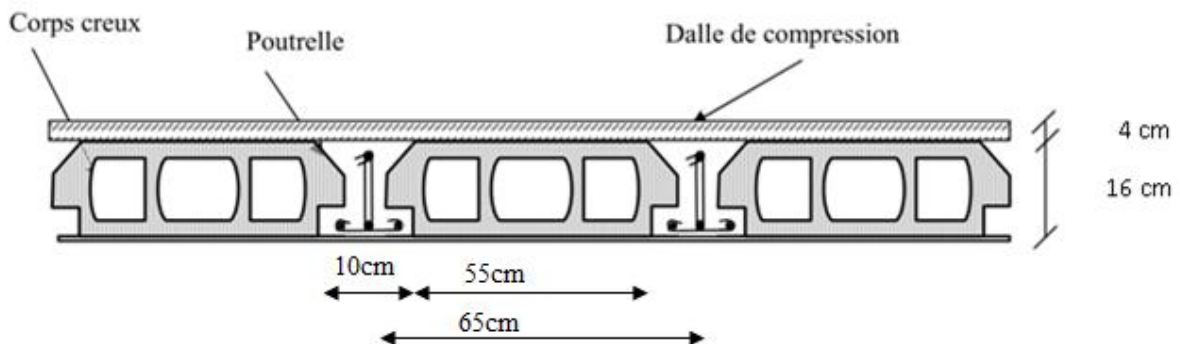
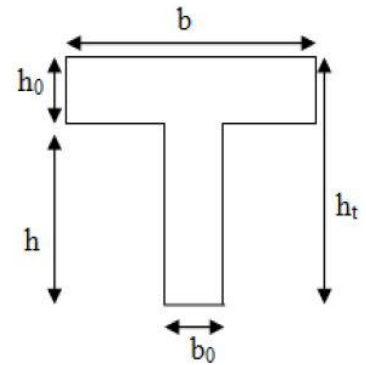


Figure II- 4: Notation des poutrelles

II.3.3. Les planchers à dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a-Conditions de résistance au feu

Le béton ne brûle pas et ne se consume pas. Les structures en béton incendiées peuvent en général être réparées là où des structures en d'autres matériaux devraient obligatoirement être reconstruites. Il permet de :

* Ralentir la progression de la chaleur

* Ne pas dégager de fumées et ne font pas

*Prévenir ainsi tous risques d'effondrement

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protectionsuffisantes vis-à-vis du feu pour une durée moyenne

$e = 7\text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu

$e = 11\text{ cm}$ pour 2heure de coupe-feu

$e = 14\text{ cm}$ pour un coupe-feu de 3 heures

On admet $e = 15\text{ cm}$

b. Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, Pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. critère de résistance à la flexion :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis \perp .
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appui //.
- $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois (3) ou quatre (4) appuis.

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

Épaisseurs de quelque panneau sont données sur le tableau suivant :

Panneau	Nombre d'appuis	$L_x(\text{cm})$	$L_y(\text{cm})$	$\frac{L_x}{L_y}$	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$	e cal (cm)
p1	2	65	295	0.22	$1.8 \leq e \leq 2.16$	2
P2	3	120	390	0.30	$3.42 \leq e \leq 4$	4
P3	3	120	290	0.41	$3.42 \leq e \leq 4$	4

Les épaisseurs obtenus par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré-dimensionnement se fera suivant la condition de résistance au feu, d'où on opte pour une épaisseur des dalles $e = 15\text{cm}$.

II.4. Les poutres

Une poutre est une pièce mécanique de forme ou d'enveloppe convexe parallélépipédique, conçue pour résister à la flexion. Elle est placée en général en position horizontale, où elle sert alors à supporter des charges au-dessus du vide, les poids de la construction et du mobilier, et à les transmettre sur le côté aux piliers, colonnes ou aux murs sur lesquels elle s'appuie.

* Les dimensions des poutres doivent respecter l' article 7.5.1 du R.P.A99 (Version 2003)

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$

- $h/b \leq 4.0$

- $b_{\text{max}} \geq 1,5h + b_1$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles

b : largeur de la poutre

h : hauteur utile de la poutre

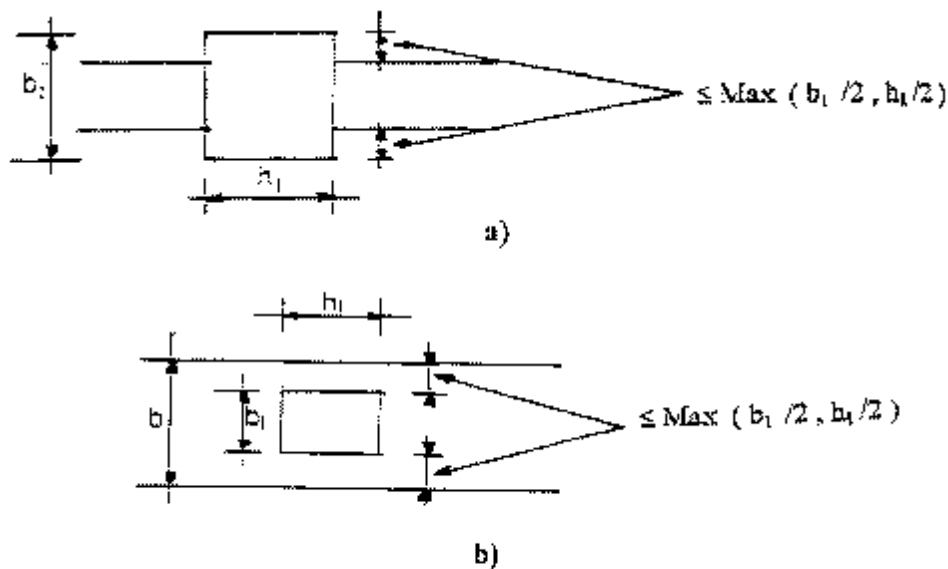


Fig 7.4 : Dimensions à respecter par les poutres

II.4.1. Poutres principales [P.P]

Définition

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Pré dimensionnement

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h: hauteur de la poutre.

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis.

D'où :

$$L_{max} = 490 \text{ cm} \rightarrow 32.66 \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

On prend : **h =45cm**

b =30 cm

On adopte une section rectangulaire ($b \times h$) = (30×45) cm²

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

(Article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.
 - $h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée.
 - $h/b = 45/30 = 1.50 < 4$ condition vérifiée.
- } (RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)

II.4.2. Les poutres secondaires [P. S]

Définition

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 400 \text{ cm} \rightarrow 26.66 \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : **h =35 cm**

b =30 cm

On adopte une section carré ($b \times h$) = (30×35) cm²

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée.

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée. (RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)
- $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$ condition vérifiée.

II.5. Les voiles

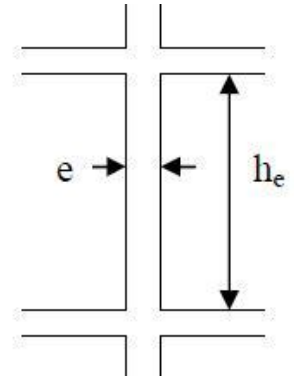
Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- 1) $e \geq h_e/20$ pour les voiles critique tel que : h_e : la hauteur libre d'étage
- 2) $e \geq 15 \text{ cm}$
- 3) $L \geq 4 \times e$ avec L : la largeur du voile

Dans notre cas :

- hauteur RDC et autres niveaux : $408 - 20 = 388 \text{ cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 20 \text{ cm}$.



II.6 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

- Poids de la cabine vide : $P_c = 28,5 \text{ KN}$

- Charge d'exploitation (pour notre cas de 10 personnes) : $P_e = 7,50 \text{ KN}$

- Vitesse de l'ascenseur : $V = 1 \text{ m/s}$

➤ Dalle du local machinerie :

La dalle du local machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine , poids du contre poids, ...etc.).

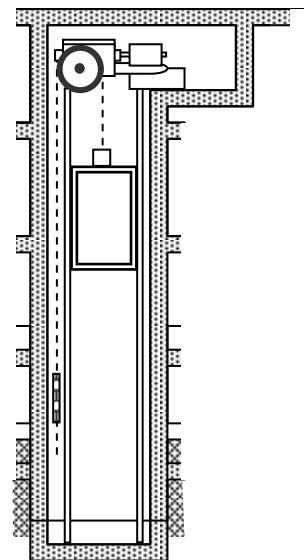


Fig.(IV.8) .Cage d'ascenseur

II.7. Pré-dimensionnement de l'acrotère

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

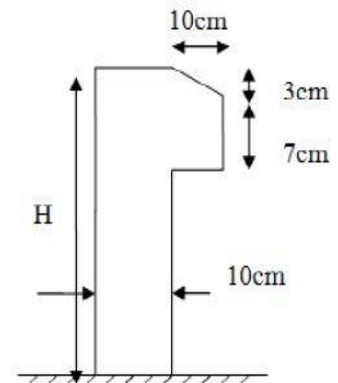
L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

$$H = 60\text{cm}$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)/2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$



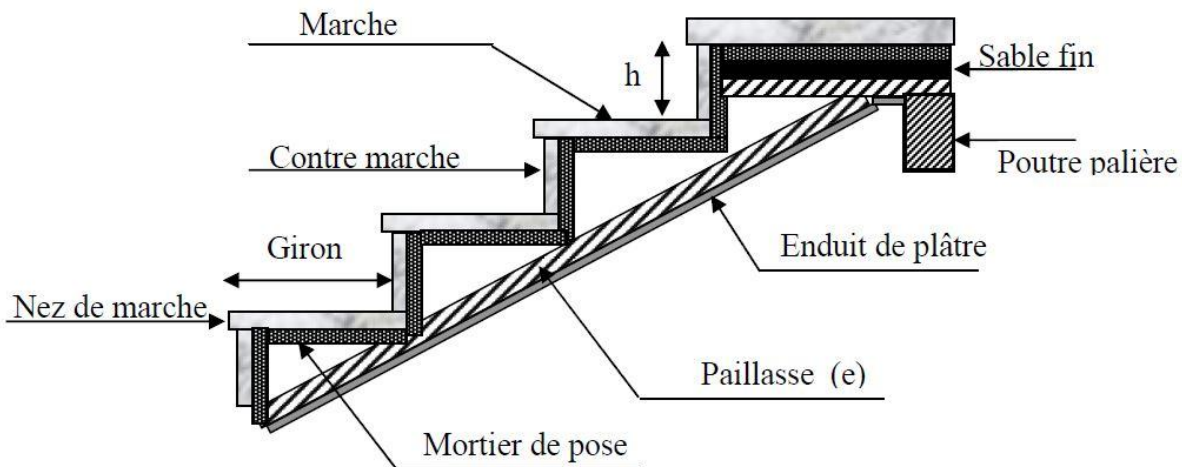
II.8. Pré-dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place.

II.8.1. Terminologie :

- **La marche** est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** est la partie verticale, contre la marche.
- **L'embranchement** est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** supporte les marches.

- **Volée** c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.



II.8.2. Types d'escaliers

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :

1-Escalier pour les habitants (RDC9^{ème} étage)

II.8.3. Pré dimensionnement des escaliers

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contre marches entre 14 et 18 cm.
- La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$; ou $g = \frac{L_0}{n-1}$ et

$$h = \frac{H}{n} \text{ avec :}$$

- **H** : hauteur de la volée.
- **L₀** : longueur projetée de la volée.
- **n-1** : Nombre de marche.
- **L** : longueur de la volée.
- **n** : nombre de contre marche.

Première et deuxième volée :

L'épaisseur « e » de la paillasse est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = (L_0^2 + L^2)^{\frac{1}{2}} = (2,40^2 + 1,53^2)^{\frac{1}{2}} = 2.85\text{m} \rightarrow \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \rightarrow 9.50 \leq e \leq 14.25$$

Soit $e = 15 \text{ cm}$

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

On a : $L_0 = 240 \text{ cm}$; $H = 153 \text{ cm}$.

$$\frac{L_0}{n-1} + 2 \times \frac{H_0}{n} \leq 64 \rightarrow \frac{240}{n-1} + 2 \times \frac{153}{n} \leq 64 \rightarrow 64n^2 - 610n + 306 \geq 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : $n = 9$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 8$

- **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :**

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

Donc :

Le giron d'une marche est : $g = 30\text{cm}$.

La hauteur d'une contremarche est : $h = 17\text{cm}$.

II.9. Evaluation des charges et des surcharges

II.9.1. Plancher terrasse inaccessible à corps creux

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " " (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Gravillons de protection	0.05	20	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique (liège)	0.25	0.04	0.01
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Plancher à corps creux (16+4)cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				6,38
Charge d'exploitation Q				1

II.9.2. Plancher Etaged'habitation à corps creux

Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher étage courante à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " " (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+4)cm	0.20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				5,21
Charge d'exploitation Q				1.5

II.9.3. Balcon

Tableau II.4. Evaluation des charges de balcon

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " " (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Murs intérieures	/	/	1
Charge permanente G				5.21
Charge d'exploitation Q				3.5

II.9.4. Volée

Tableau II.5. Evaluation des charges sur la volée

N°	Description		Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " " (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m2)
1	Revêtement en céramique	Horizontal	0.03	27	0.81
		Vertical	0.02		0.54
2	Mortier de pose	Horizontal	0.02	20	0.4

		Vertical	$0.02 \cdot 0.17/2$		0.23
3	marches		$h/2=0.17/2$	22	1.87
4	Dalle pleine		$0.16/\cos(\alpha)$	25	4.74
5	Enduit de ciment		$0.015/\cos(\alpha)$	18	0.32
6	Garde de corps		/	/	0.6
Charge permanente G					9,51
Charge d'exploitation Q					2.5

II.9.5. Palier

Tableau II.6. Evaluation des charges de palier

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " " (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
4	Murs intérieures	/	/	1
Charge permanente G				5,21
Charge d'exploitation Q				2.5

II.9.6. Murs extérieurs

Tableau II.7. Evaluation des charges de murs extérieurs

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " " (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m2)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Brique creuse de 15cm	0.15	/	1.3
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.10	/	1
5	Enduit plâtre intérieure	0.02	10	0.2
Charge permanente G				2.77

II.9.7. L'acrotère de terrasse inaccessible

Tableau II.8. Evaluation des charges de l'acrotère

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique " " (KN/m3)	Poids surfaciques "G" (KN/m2)
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Mure pleine h=60cm	0.10	25	2.5
3	Lame d'aire	0.015	18	0.27
Charge permanente G				3.04
Charge d'exploitation Q				1

II.10. Pré-dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé, participant à la reprise des efforts sismiques et les efforts verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1. Critère de résistance.
2. Critère de stabilité de forme (flambement).
3. Conditions de RPA.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

Pour ce faire, on a sélectionné 2 poteaux qui nous semblent susceptible d'être les plus sollicités à savoir :

- P G4. (repère xy)
- P E4. (repère xy)

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions (b*h) cm ²	Poids propre G(KN) {G=h*b*He *γ}
RDC	60 × 40	$0.6 \times 0.4 \times 3.63 \times 25 = 21.78 \text{ KN}$
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60 × 40	$0.6 \times 0.4 \times 2.61 \times 25 = 15.66 \text{ KN}$
3 ^{eme} jusqu'à 5 ^{eme} étage	50 × 40	$0.5 \times 0.4 \times 2.61 \times 25 = 13.05 \text{ KN}$
6 ^{eme} jusqu'à 8 ^{eme} étage	40 × 40	$0.4 \times 0.4 \times 2.61 \times 25 = 10.44 \text{ KN}$

Avec :

$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton

He : hauteur libre du poteau,

RDC ; He = 4.08 – 0.45 = 3.63 m

Etage courante ; $3.06 - 0.45 = 2.61$ m

➤ **Descente de charge**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente soit le poteau P E4 et P G4.

La loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1,2,...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet ($i=1$) : Q_0+Q_1 .
- Sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- Sous le troisième étage ($i=3$) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous le quatrième étage ($i=4$) : $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+ Q_4)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

➤ **Pour le poteau "P E4"**

• **Terrasse inaccessible**

▪ **Surfaces afférentes**

- $S_1 = 1.35 \times 1.325 = 1.78 \text{ m}^2$
- $S_2 = 2.30 \times 1.35 = 3.10 \text{ m}^2$
- $S_3 = 1.80 \times 2.30 = 4.14 \text{ m}^2$
- $S_4 = 1.325 \times 1.80 = 2.38 \text{ m}^2$
- $S_{\text{total}} = 11.40 \text{ m}^2$

➤ **Etages courants**

• **De RDC jusqu'à 7ème étage**

▪ **Surfaces afférentes**

- $S_1 = 1.35 \times 1.325 = 1.78 \text{ m}^2$
- $S_2 = 2.30 \times 1.35 = 3.10 \text{ m}^2$
- $S_3 = 1.80 \times 2.30 = 4.14 \text{ m}^2$
- $S_{4\text{ dalle plein}} = (1.32 - 0.9) \times 1.8 = 0,75 \text{ m}^2$

- $S_{volée} = 0.9 \times 1.5 = 1.35 \text{ m}^2$
- $S_{totale \text{ sans volée et dalle plein}} = 9.02 \text{ m}^2$

❖ Poids des poutres

- $L_{PP} = 3.625 \text{ m.}$
 - $L_{PS} = 3.15 \text{ m.}$
 - $G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 3.625 = 12,23 \text{ KN.}$
 - $G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.15 = 8.26 \text{ KN}$
- $G_{Poutres} = 20.49 \text{ KN}$

❖ Poids des planchers

- Plancher terrasse **inaccessible** : $G_{plancher} = 11.40 \times 6.38 = 72.73 \text{ KN}$
- Plancher étage courant (habitation) : $G_{plancher} = (9.02 \times 5.21) + (0.75 \times 4.21) + (1.35 \times 9.51) = 62.99 \text{ KN}$
- Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P E4) sont représentés dans le tableau II.12

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
i=0	Plancher terrasse inaccessible	72.73	
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	12.23	1 × 11.40
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	8.26	= 11.40
	Poteau (0.40x0.40) m ²	10.44	
Total	Q₀	103.66	11.40
i=1	Plancher étage courant (habitation)	62.99	
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	12.23	(0.75 + 1.35)
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	8.26	* 2.5 + (9.02
	Poteau (0.40x0.40) m ²	10.44	* 1.5) = 22.73
Total	Q₀+Q₁	197.58	34.13
i=2	Plancher étage courant (habitation)	62.99	
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	12.23	(0.75 + 1.35)
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	8.26	* 2.5 + (9.02
	Poteau (0.40x0.40) m ²	10.44	* 1.5) = 22.73
Total	Q₀+0.95*(Q₁+Q₂)	282.10	54.58

i=3	Plancher étage courant (habitation)	62.99	(0.75 + 1.35) * 2.5 + (9.02 * 1.5) = 22.73
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	12.23	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	8.26	
	Poteau (0.50x0.40) m ²	13.05	
Total	Q₀+0.90*(Q₁+Q₂+Q₃)	359.93	72.77
i=4	Plancher étage courant (habitation)	62.99	(0.75 + 1.35) * 2.5 + (9.02 * 1.5) = 22.73
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	12.23	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	8.26	
	Poteau (0.50x0.40) m ²	13.05	
Total	Q₀+0.85*(Q₁+Q₂+Q₃+ Q₄)	427.42	88.68
i=5	Plancher étage courant (habitation)	62.99	(0.75 + 1.35) * 2.5 + (9.02 * 1.5) = 22.73
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	12.23	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	8.26	
	Poteau (0.50x0.40) m ²	13.05	
Total	Q₀+0.80*(Q₁+Q₂+Q₃+ Q₄+ Q₅)	485.60	102.32
i=6	Plancher étage courant (habitation)	62.99	(0.75 + 1.35) * 2.5 + (9.02 * 1.5) = 22.73
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	12.23	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	8.26	
	Poteau (0.60x0.40) m ²	15.66	
Total	Q₀+0.75*(Q₁+Q₂+Q₃+ Q₄+ Q₅+ Q₆)	553.08	113.68
i=7	Plancher étage courant (habitation)	62.99	(0.75 + 1.35) * 2.5 + (9.02 * 1.5) = 22.73
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	12.23	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	8.26	
	Poteau (0.60x0.40) m ²	15.66	
Total	Q₀+0.71*(Q₁+Q₂+Q₃+ Q₄+ Q₅+ Q₆+ Q₇)	583.34	124.36
i=8	Plancher étage courant (habitation)	62.99	(0.75 + 1.35) * 2.5 + (9.02 * 1.5) = 22.73
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	12.23	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	8.26	
	Poteau (0.60x0.40) m ²	21.78	
Total	Q₀+0.68*(Q₁+Q₂+Q₃+ Q₄+ Q₅+ Q₆+Q₇+ Q₈)	634.71	135.05

➤ Pour le poteau "P G4"

• Terrasse inaccessible et étage courants

▪ Surfaces afférentes

- $S1 = 1.725 \times 2.3 = 3,97 \text{ m}^2$
- $S2 = 1.725 \times 2.10 = 3,62 \text{ m}^2$
- $S3 = 1.85 \times 2.1 = 3.88 \text{ m}^2$
- $S4 = 1.85 \times 2.3 = 4.25 \text{ m}^2$
- $S_{\text{total}} = 15.72 \text{ m}^2$

❖ Poids des poutres

- $L_{PP} = 4,44 \text{ m.}$
- $L_{PS} = 3,57 \text{ m.}$

▪ $G_{PP} = 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 4.44 = 14.98 \text{ KN}$

▪ $G_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.57 = 9.37 \text{ KN.}$

$G_{\text{poutres}} = 24.35 \text{ KN}$

❖ Poids des planchers

- Plancher terrasse inaccessible : $G_{\text{plancher}} = 15.72 \times 6.38 = 100.29 \text{ KN}$
- Plancher étage courant (habitation) : $G_{\text{plancher}} = 15.72 \times 5.21 = 81.90 \text{ KN}$

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P G4) sont représentés dans le tableau II.13

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
i=0	Plancher terrasse inaccessible	100.29	
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	14.98	15.72 * 1
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	9.37	= 15.72
	Poteau (0.40x0.40) m ²	10.44	
Total	Q₀	135.08	15.72
i=1	Plancher étage courant (habitation)	81.90	
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	14.98	15.72 * 1.5
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	9.37	= 23.58
	Poteau (0.40x0.40) m ²	10.44	

Total	Q₀+Q₁.	251.77	39,30
i=2	Plancher étage courant (habitation) Poutres principales (0.30x0.45) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.40x0.40) m ²	81.90 14.98 9.37 10.44	15.72 * 1.5 = 23.58
Total	Q₀+0.95*(Q₁+Q₂)	356.79	60.52
i=3	Plancher étage courant (habitation) Poutres principales (0.30x0.45) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.50x0.40) m ²	81.90 14.98 9.37 13.05	15.72 * 1.5 = 23.58
Total	Q₀+0.90*(Q₁+Q₂+Q₃)	452.49	79.38
i=4	Plancher étage courant (habitation) Poutres principales (0.30x0.45) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.50x0.40) m ²	81.90 14.98 9.37 13.05	15.72 * 1.5 = 23.58
Total	Q₀+0.85*(Q₁+Q₂+Q₃+ Q₄)	536.26	95.89
i=5	Plancher étage courant (habitation) Poutres principales (0.30x0.45) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.50x0.40) m ²	81.90 14.98 9.37 13.05	15.72 * 1.5 = 23.58
Total	Q₀+0.80*(Q₁+Q₂+Q₃+ Q₄+ Q₅)	608.10	110.04
i=6	Plancher étage courant (habitation) Poutres principales (0.30x0.45) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.60x0.40) m ²	81.90 14.98 9.37 15.66	15.72 * 1.5 = 23.58
Total	Q₀+0.75*(Q₁+Q₂+Q₃+ Q₄+ Q₅+ Q₆)	669.97	121.83
I=7	Plancher étage courant (habitation) Poutres principales (0.30x0.45) m ² Poutres secondaires (0.30x0.35) m ² Poteau (0.60x0.40) m ²	81.90 14.98 9.37 15.66	15.72 * 1.5 = 23.58

Total	Q₀+0.71*(Q₁+Q₂+Q₃+ Q₄+ Q₅+ Q₆+ Q₇)	728	132.91
I=8	Plancher étage courant (habitation)	81.90	15.72 * 1.5 = 23.58
	Poutres principales (0.30x0.45) m ²	14.98	
	Poutres secondaires (0.30x0.35) m ²	9.37	
	Poteau (0.60x0.40) m ²	21.78	
Total	Q₀+0.68*(Q₁+Q₂+Q₃+ Q₄+ Q₅+ Q₆+Q₇+ Q₈)	790	143.99

Tableau II.14. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux

Poteau	G (KN)	Q (KN)	ELS	ELU
P E4	634.71	135.05	769.76	1059.43
P G4	790	143.99	933.99	1282.48

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau (P G4 qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1 \times 1282.48 = 1410.72 \text{ KN}$$

$$Nu' = 1410.42 \text{ KN}$$

Vérification des poteaux

a. Vérification à la compression simple

De RDC jusqu'à 8^{eme} étage :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$\text{On a } B = 0.6 \times 0.4 = 0.24 \text{ m}^2$$

$$B \geq \frac{1410.42 \times 0.001}{14.2} \geq 0.099 \text{ m}^2$$

B adopté = 0.24 m² > B calculé = 0.099 m²vérifiée.

b. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- α : Coefficient tenant compte de l'élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si } \lambda \leq 50 \quad \text{Et } \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

- $f_e = 400$ MPa
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15
- $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $l_f = 0.7 l_0$; l_f = longueur de flambement
- i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec $I = \frac{b \times h^3}{12}$

On prend $A_s = 1\% \times B_r$. Avec $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Il faut vérifier : $B_r \geq B_{rcal}$

$$B_{rcal} \geq \frac{1410.42}{\alpha \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]}$$

$$\text{Avec : } l_f = 0.7 \times 3.63 = 2.541 \text{ m ; } I = \frac{0.4 \times 0.6^3}{12} = 0.0072 \text{ m}^4 ; i = \sqrt{\frac{0.0072}{0.24}} = 0.173 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \lambda = \frac{2.541}{0.173} = 14.68 \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{14.68}{35}\right)^2} = 0.821$$

$$\text{Alors } B_{rcal} \geq \frac{1410.42}{0.821 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} \times 10^{-3} = 0.078 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0.6 - 0.02) \times (0.4 - 0.02) = 0.220 \text{ m}^2$$

$$B_r \text{ Adopté} = 0.220 \text{ m}^2 > B_r \text{ calculé} = 0.078 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification spécifiques ART 7.4.3 (RPA)

Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_s}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \rightarrow \frac{933.99}{0.60 \times 0.40 \times 25} * 10^{-3} = 0.156 < 0.3 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

➔ **Conclusion**

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : $45 \times 30 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$
- Epaisseur des voiles : $e = 20 \text{ cm}$
- Planchers corps creux (16+4) cm
- Les poteaux : RDC et jusqu'à 2^{ème} étage (h x b) = (60 x 40)
- 3^{ème} étage jusqu'à 5^{ème} étage (h x b) = (50 x 40)
- 6^{ème} étage jusqu'à 8^{ème} étage (h x b) = (40 x 40)

CHAPITRE III
CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

III-1-L'acrotère :

III.1.1 Définition:

L'acrotère est un élément de protection qui au niveau supérieur du bâtiment, elle est assimilée à une anode (élément isostatique) à travailler à la flexion composée, puisqu'il est soumis à l'action verticale, permanent due au poids propre et a une flexion résultante de la charge horizontale, surcharge de la main courante, en plus de l'effet du séisme.

Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau
- A un aspect esthétique
- Protection des personnes

4.1.2 Présentation:

L'acrotère sera donc calculé comme une encastree à la base, elle sera soumise à la main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers.

En plus des efforts dus au séisme et au vent qui ne seront pas pris en compte car le calcul donne des sections d'acier faibles on raison de la petite hauteur de l'élément.

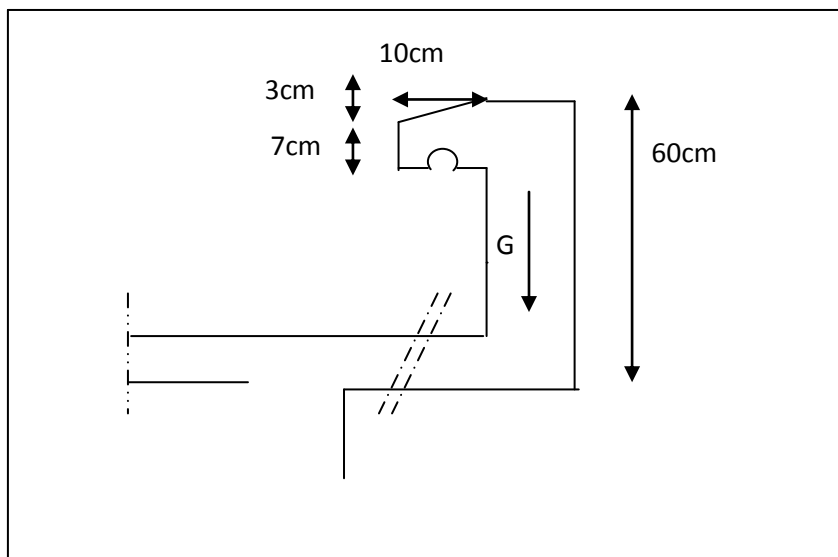


Figure III.1 « Schéma de l'acrotère »

III.1.3.Evaluation des charges:

a) charge permanente :

d'après le chapitre précédent on a

$$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03)] / 2$$

$$\Rightarrow S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'exploitation :

(de la main courante de personne).

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

c) Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A = 0,15$A: zone II et groupe d'usage 2, Suivant le tableau **4-1 de RPA99**.

$C_P = 0,80$ C_P : facteur de force horizontale ,élément en console (**tableau 6.1 de RPA 99**).

$W_P = 1.713 \text{ KN/ml}$ W_P : poids de l'acrotère.

$$D'où : F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1.713 \Rightarrow F_P = 0.822 \text{ KN/ml}$$

III.1.4 - EVALUATION DES SOLLICITATIONS :

- **Sous G :** $N_G = 1.713 \text{ KN/ml}$

$$M_G = 0$$

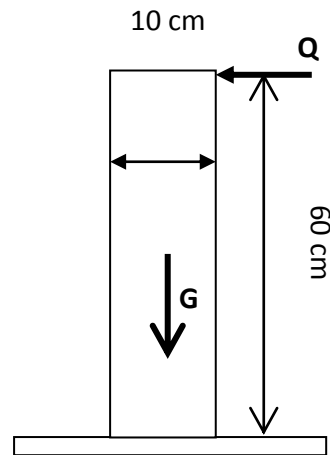
$$T_G = 0$$

- **Sous Q :** $N_Q = 0$

$$M_Q = H \times Q = 0.6 \text{ KN/ml}$$

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

- **Sous F_P :** $N_E = 0$



$$M_E = F_P \times Z_G = 0.822 \times 0.3281 = 0.270 \text{ KN/ml}$$

$$T_E = F_P = 0.822 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre : $N_G = 1.713 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Un moment : $M_E = Q \cdot h = 1.00 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$
- Un effort tranchant : $T_Q = 1.00 \text{ KN}$

III.1.5- COMBINAISON DES SOLLICITATIONS :

• Etat limite ultime :

$$N_U = N_G + 1.5N_Q = 1.713 + 0 = 1.713 \text{ KN}$$

$$M_U = M_N + 1.5 M_Q = 0 + 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = T_N + 1.5 \times T_E = 0 + 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

• Etat limite de service :

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 1.713 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_G + M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = T_G + T_Q = 1 \text{ KN}$$

L'acrotère travaille à la flexion composée avec compression. Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme en remplaçant l'excentricité réelle par une excentricité totale de calcul (**selon les règles BAEL91 page 168**) :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

- e_1 : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{1.713} = 0.525 \text{ m}$$

- e_2 : excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$L_f : \text{longueurs de flambement} = 2L_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

\emptyset : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considéré ; ce rapport est généralement pris égal 1 à 2

α : le rapport entre les moment

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} (2) = 0.00864 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right\} = \text{Max} \left\{ 2\text{cm}; \frac{60}{250} \right\} = 0.02 \text{ m}$$

Alors

$$e = 0.525 + 0.02 + 0.00864 = 0.554 \text{ m}$$

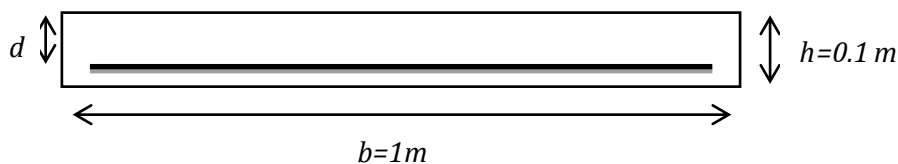
$$e = 0.403 + 0.02 + 0.00864 = 0.4316 \text{ m}$$

On a $e_0 = \frac{a}{6} = 0.017 \text{ m} > e_0 \Rightarrow$ donc le centre de pression est à l'extérieur du noyau

centrale, la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} .

III.1.6 -Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion simple et sera fait pour une bande d'un mètre linéaire ; pour le calcul, on considère une section $(b \times h)$ cm^2 soumise à la flexion simple.



$h = 10 \text{ cm}$ Epaisseur de la section

$b = 100 \text{ cm}$ Largeur de la section

cet $c' = 2 \text{ cm}$ Enrobage

$d = 0.9h = 9 \text{ cm}$ Hauteur utile

a) Calcul des armatures à L'ELU :

Calcul en flexion simple :

• **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u (d - ht/2) = 0.9 + 1.713 \times (0.09 - 0.10/2)$$

$$M_f = 0.968 \text{ KN.m} = 0.968 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

• **Moment réduit (μ_u) :**

$$\mu_u = M_f / (b \times d^2 \times f_{bc})$$

$$f_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$\text{Avec : } \gamma_b = 1.50 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 0.85 \times 25 / 1.50 \longrightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.968 \times 10^{-3} / [1 \times (0.09)^2 \times 14.17]$$

$$\mu_u = 0,0084$$

$$\mu_u = 0,0084 < \mu_1 = 0,392 \quad (\mu_1 = 0,392 \text{ pour FeE400})$$

La section est simplement armée donc $A' u = 0$

$$A_U = \frac{M_{AS}}{Z \times f_{ed}} f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa}$$

Où : ($\gamma_s = 1$ et $\gamma_b = 1.15$) combinaison accidentelle.

$$Z = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 0.09 (1 - 0.6 \times 0.0084) = 0.089 \text{ m} .$$

$$A_U = \frac{0.968 \times 10^{-3}}{0.089 \times 400} = 0.27 \text{ cm}^2$$

2.3. Les armatures en flexion composée :

$$A = A_U - \frac{N}{\sigma_s} = 0.27 \times 10^{-4} - \frac{1.713 \times 10^{-3}}{400} = 0.23 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_u$$

On adopte : $5\Phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$

L'espaceur : $S_t = \min(2h, 22) \longrightarrow S_t = \min(20h, 22) \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Soit : $3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

$S_t = \min(3h; 33) = 30 \text{ cm}$

On adopte : $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

III.1.7 - Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} = \frac{1.713 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.019 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau_u = 0.019 < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.8 - Vérification des contraintes :

-Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_A$$

c : distance de centre de pression.

y : distance de l'axe neutre au centre de pression.

$$e_A = \left(d - \frac{h}{2} \right) + \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) + \frac{0.6}{1.713} = 0.35 \text{ m}$$

$$c = 0.09 - 0.35 = -0.26 \text{ m}$$

$c < 0$; donc c à l'extérieur de la section.

$$\text{Soit : } y c^3 + p y + q = 0 \dots\dots\dots 1$$

$$\text{Avec : } p = -3 c^2 - (c - d') \times 6n \times \frac{A'_s}{b} + (d - c) \times 6n \frac{A_s}{b}$$

$$q = -2c^3 - (c - d')^2 6n \frac{A'_s}{b} - (d - c)^2 6n \frac{A_s}{b}$$

Où : $n = 15$ et $A_s = 0$.

$$p = -3c^2 + (d - c)6n \frac{A_s}{b} = -3(-26)^2 + (9 + 26) 90 \times \frac{2.51}{100} = -1948.94$$

$$P = -1948.94$$

$$q = -2c^3 - (c - d')^2 6n \frac{A'_s}{b} - (d - c)^2 6n \frac{A_s}{b} = -2(-26)^3 - (9 + 26)^2 \times 90 \times 2.51 / 100 = 32384.72$$

$$q = 32384.72$$

La solution de l'équation 1 :

$$\Delta = q^2 + 4\left(\frac{p^3}{27}\right) = (32384.72)^2 + 4\left(\frac{(-1948.94)^3}{27}\right) = -4.1 \times 10^7$$

$$\Delta < 0$$

Alors on choisit la solution parmi les 03 solutions suivantes :

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p} \right) \left(\sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \left(\frac{3(32384.72)}{2(-1948.94)} \right) \left(\sqrt{\frac{-3}{-1948.94}} \right) = -0.97$$

$$\varphi = 165.93^\circ$$

$$a = 2 \left(\sqrt{\frac{-p}{-3}} \right) = 2 \left(\sqrt{\frac{-1948.94}{-3}} \right) = 50.98 \text{ cm}$$

$$\text{Où : } y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 50.98 \cos (165.93 / 3) = 29.01 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -50.81 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 21.79 \text{ cm}$$

Et d'autre part :

$$y_{ser} = y_c + c \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} y_{ser} = y_1 + c = 29.01 - 26 = 3.01 \text{ cm} \\ y_{ser} = y_3 + c = 21.79 - 26 = -4.21 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Donc : $y_{ser} = 3.01 \text{ cm}$

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 A_s (d - y_{ser})^2 = \frac{100(3.01)^3}{3} + 15 \times 2.51(9 - 3.01)^2 = 2259.89 \text{ cm}^4$$

Le coefficient angulaire des contraintes est :

$$K = \frac{N_{ser} x y_c}{I} = \frac{1.71 \times 50.81}{2259.89} = 0.038 \text{ KN / cm}^3$$

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} = k y_{ser} = 0.038 \times 3.01 = 0.11 \text{ KN/cm}^2 = 1.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.2 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour l'acier :

$$\sigma_s = n k (d - y_{ser}) = 15 \times 0.038 (9 - 3.01) = 3.41 \text{ KN/cm}^2 = 34.1 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (240 ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 34.1 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

N.B : le ferrailage s'effectuera en deux nappes d'armature.

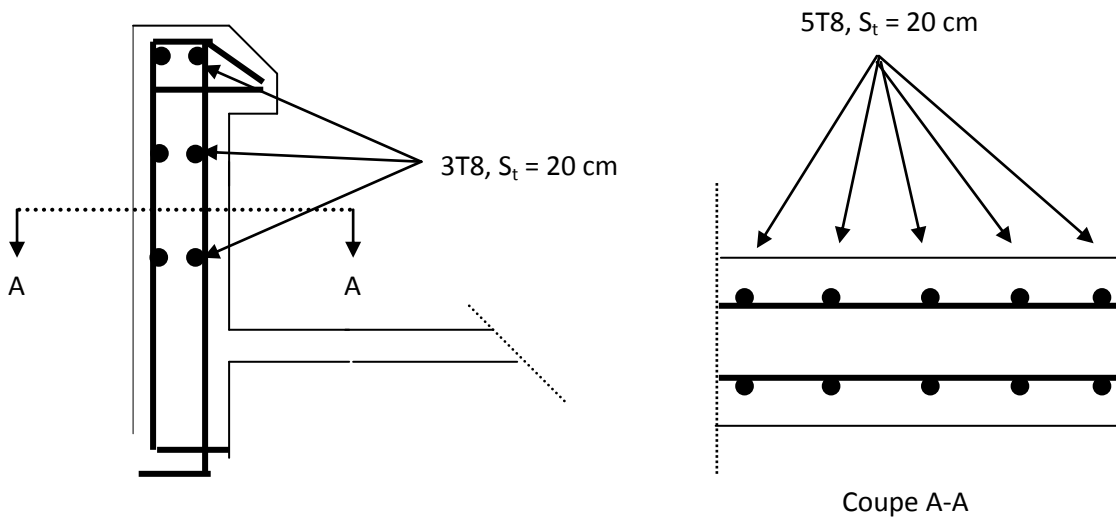


Figure III.2

III.2-Les escaliers :

III.2.1-Hypothèses de calcul:

La fissuration sera considérée comme peu préjudiciable

Le calcul de ferrailage à l'ELU puis une vérification des contraintes à l'ELS

L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique.

Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tient compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

III.2.2-Evaluation des charges :

D'après le chapitre précédent on a

$$G_v = 9.51 \text{ KN/m}^2, \quad G_p = 4.21 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{mur} = 2.67 \times 1.53 \times 1 = 4.09 \rightarrow N_{mur} = 4.09 \text{ KN/ml}$$

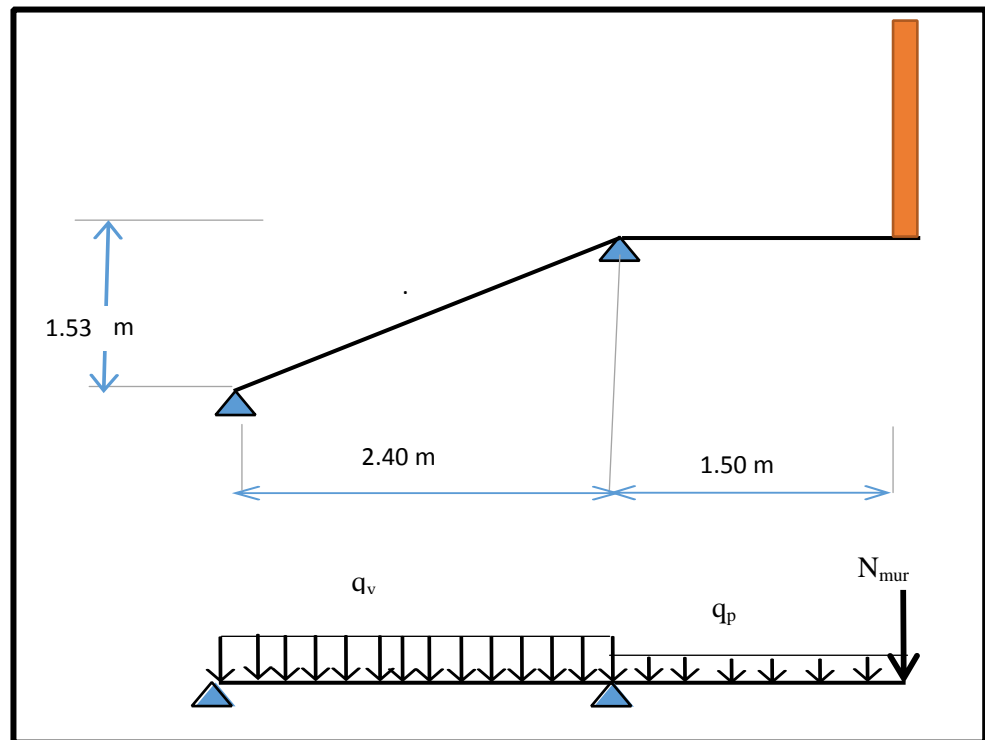


Figure III.3: Schéma statique de l'escalier

III.2.3-Combinaison des charges :

Volée :

$$\text{à L'ELU } q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = 1.35 \times 9.51 + 1.5 \times 2.5 = 16.59 \rightarrow q_v = 16.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{à L'ELS } q_v = G_v + Q_v = 9.51 + 2.5 = 12.01 \rightarrow q_v = 12.01 \text{ KN/m}^2$$

Palier :

$$\text{à L'ELU } q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = 1.35 \times 4.21 + 1.5 \times 2.5 = 9.43 \rightarrow q_p = 9.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{à L'ELS } q_p = G_p + Q_p = 4.21 + 2.5 = 6.71 \rightarrow q_p = 6.71 \text{ KN/m}^2$$

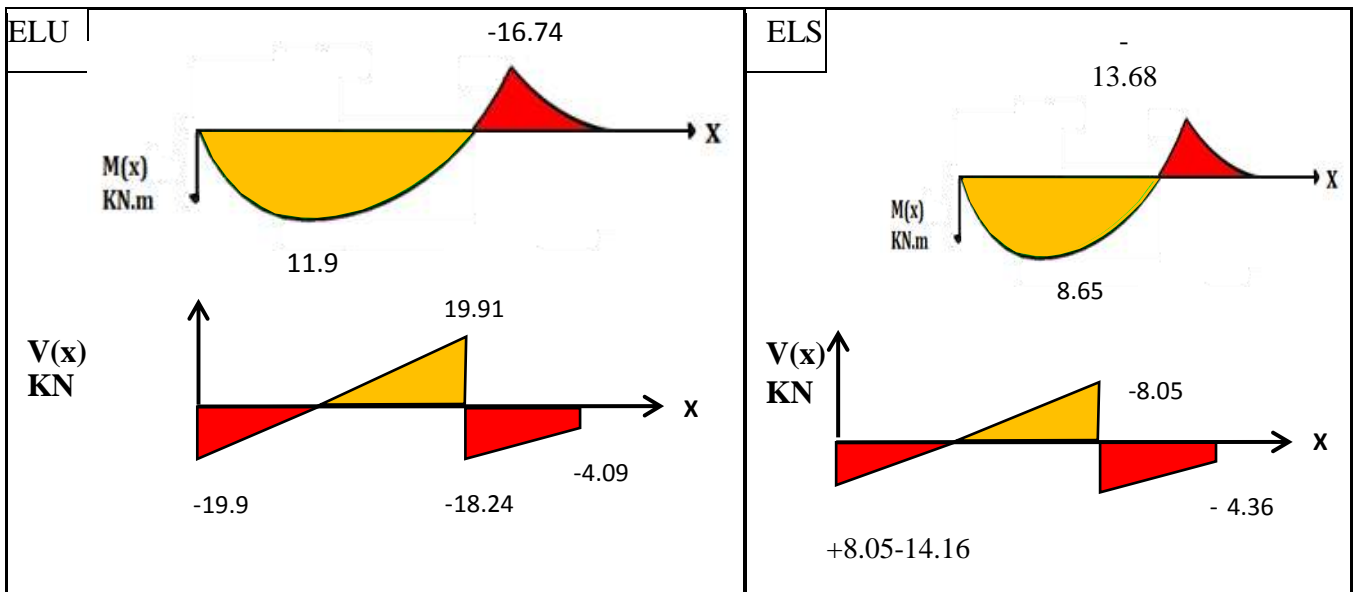


Figure III.4 : Diagrammes des sollicitations

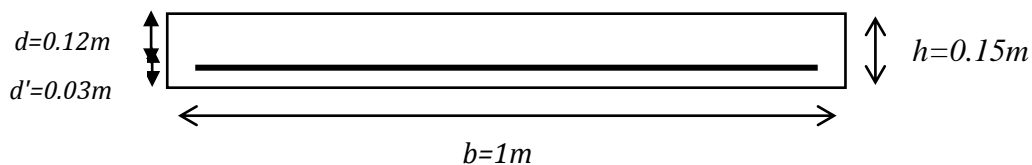
On tenant en considération l'effet de l'encastrement aux extrémités, et selon l'article A.8.2, 32 des règles BAEL91 modifié 99 on aura comme moments :

$$\begin{cases} M_{appuis} = -0.3M_0 \\ M_{travée} = 0.85M_0 \end{cases}$$

	ELU	ELS
Mt = 0.85Mmax (kN.m)	10.13	7.35
Ma = -0.3Mmax (kNm)	5.97	4.10
T (kN)	19.91	14.16

Tableaux III-1 : les valeurs des moments en travée et en appuis

III.2.4-Calcul des armatures :



a- En travée :

$M_u = 10.13 \text{ KN.m/ml}$, $M_{ser} = 7.35 \text{ KN.m/ml}$

$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.38$

$$f_{c28}=25 \text{ MPa}, \text{ acier FeE400} \rightarrow \mu_{lu}=0.341\gamma - 0.1776 \rightarrow \mu_{lu}=0.293$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.13}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0495$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_{S'}=0 \text{ section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0495}) = 0.0635 \rightarrow \alpha_u = 0.0635$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.12(1 - 0.4 \times 0.0635) = 0.1169 \text{ m}$$

$\alpha = 0.0116 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

$$\sigma_s = \sigma_{su} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} = \frac{10.13 \times 10}{0.119 \times 348} = 2.49 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{s \min} = \max(b \times h / 1000 ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e) = \max(100 \times 15 / 1000 ; 0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1 / 400)$$

$$A_{s \min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s \min} ; A_{su}) = 2.49 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 avec $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

L'espacement entre les barres $S_t = 20 \text{ cm} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\}$

Armature de répartition :

Selon l'article A.8.2, 42 du BAEL91 modifier 99

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 4T10 avec } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

L'espacement entre les barres $S_t = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45 \text{ cm}\}$

b-En Appuis:

$$M_u = 5.97 \text{ KN.m/m}, M_{ser} = 4.10 \text{ KN.m/m.l}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 1.46$$

$$f_{c28}=25 \text{ MPa}, \text{ Acier FeE400} \rightarrow \mu_{lu}=0.341\gamma - 0.177 = 0.32 \rightarrow \mu_{lu}=0.32$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.97}{1 \times 0.12^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.029$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A_{S'} = 0, \text{ section d'acier comprimée})$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.037$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.12(1 - 0.4 \times 0.037) = 0.118 \text{ m}$$

$\alpha = 0.051 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$$

$$\sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z_u \times f_{su}} = \frac{5.97 \times 10}{0.118 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{s \min} = \max\left(\frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s \min} ; A_s) = 1.45 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T10 avec $A_s = 3.93$

L'espace entre les barres $S_t = 20 \text{ cm} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\}$

Armature de répartition :

Selon l'article A.8.2, 42 du BAEL91 modifier 99

$$A_{sr} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 4T10 avec } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

L'espace entre les barres $S_t = 25 \text{ cm} < \min\{4h; 45 \text{ cm}\}$

III.2.5-Vérification à l'ELS:

Vérification des contraintes du béton :

$$\text{Il faut vérifier : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{1000}$$

En travée : $\alpha = 0.15$ (Tableau)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.13}{7.35} = 1.38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{1000} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{1000} = 0.215 > \alpha = 0.15$$

En appui : $\alpha = 0.05$ (Tableau)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.97}{4.10} = 1.46$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{1000} = \frac{1.46 - 1}{2} + \frac{25}{1000} = 0.255 > \alpha = 0.05$$

⇒ Donc pas vérification des contraintes à L' ELS.

III.2.6-Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU):

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{19.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.17 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}\right) \text{ avec } \gamma_b = 1.5 \rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau = 0.17 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

III.2.7-Vérification de la flèche:

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\begin{cases} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \\ A_s \leq \frac{4.2 b d}{f_e} \\ L \leq 8.00 m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.4 \text{ KNm/ml} \\ M_0 = 1.06 \text{ KNm/ml} \\ L = 2.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} h = 14 \text{ cm} > \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} = \max \left\{ \frac{240}{16}; \frac{0.4 \times 240}{10 \times 1.06} \right\} = 9.05 \text{ cm } \textbf{condition Vérifiée.} \\ A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} = \frac{4.2 \times 100 \times 12}{400} = 12.6 \text{ cm}^2 \textbf{condition Vérifiée.} \\ L = 3.60 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m } \textbf{condition Vérifiée.} \end{cases}$$

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche.

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	$A_s^{calculer}$ (KN.m)	A_s^{min} (KN.m)	$A_s^{adopté}$ (KN.m)	Description des barres	A_r (KN.m)	Description des barres
travée	10.13	4.10	2.49	2.04	3.93	5T10	0.98	4T10
appuis	5.97	14.41	1.45	1.44	3.93	5I0	0.98	4T10

Tableaux Récapitulatif : valeurs de ferrailage adopté pour les escaliers

Schéma de ferrailage

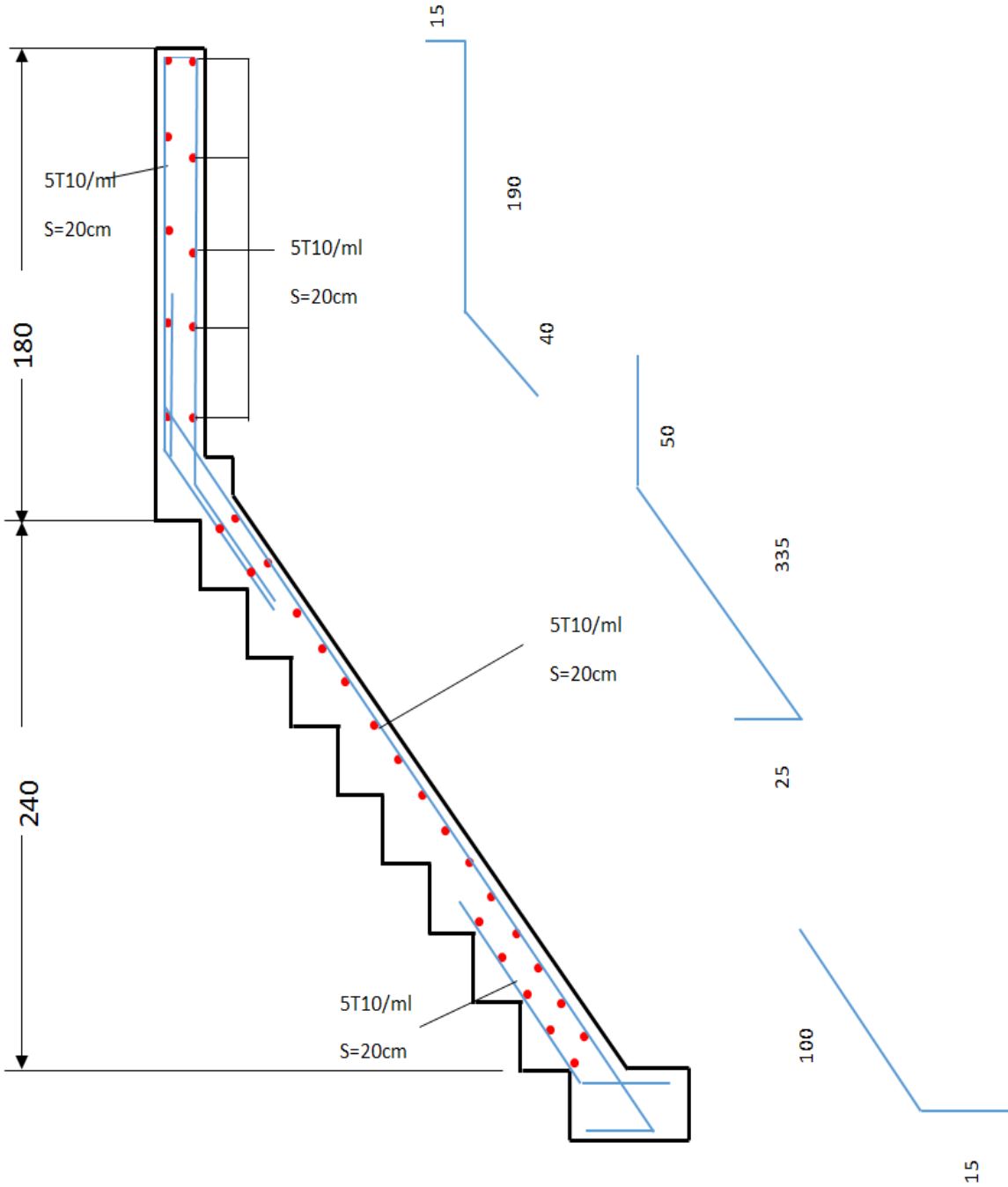
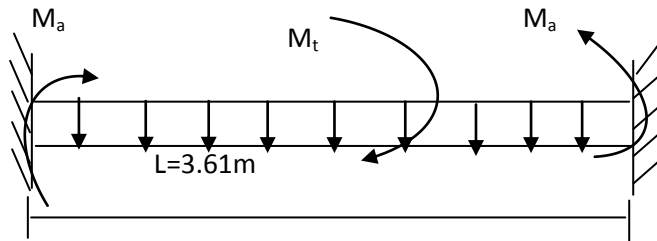


Figure III-5 : Schéma de ferrailage d'escalier

2- Etude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier. La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.



Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ Selon le CBA 93

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 361/15 \leq h \leq 361/10 \rightarrow 24.10 \leq h \leq 36.10 , , \text{ on prend : } \mathbf{h = 30\text{cm}}$$

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 9.00 \leq b \leq 21.00 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } \mathbf{b = 20 \text{ cm}}$$

➤ Selon le RPA99/ version 2003

$$h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 30 \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

$$b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 30 \dots \dots \dots \mathbf{CV}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 30/30 = 1 < 4 \dots \dots \dots \mathbf{CV} \end{array} \right.$$

Donc on choisie une section de la poutre palière ($\mathbf{b \times h = 20 \times 30}$) cm^2

➤ Calcul à la flexion :

Evaluation des charges :

➤ poids propre de la poutre : $G = 0.2 \times 0.30 \times 25 = 1.5 \rightarrow G = \mathbf{1.5 \text{ KN/ml}}$

➤ Réaction d'appuis: $R_u = 19.91 \text{ KN}$ $R_s = 14.16 \text{ KN}$

Combinaison des charges :

à L'E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5 R_u = 1.35 \times 1.5 + 1.5 \times 19.91 = 31.89 \rightarrow q_u = 31.89 \text{ KN/m.l}$

à L'E.L.S : $q_s = G + R_s = 1.5 + 14.16 = 31.89 \rightarrow q_s = 15.66 \text{ KN/m.l}$

Calcul a l'E.L.U :

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

les moments :

✦ le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 51.95 \text{ KN.m}$

✦ Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 44.16 \text{ KN.m}$

✦ Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 15.56 \text{ KN.m}$

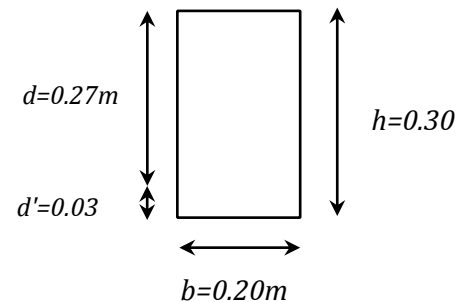
♦ **Ferraillage de la poutre palière**

Calcul des armatures :

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \dots \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$



On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{\min} = \max (bh/1000 ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e) d = 0.9xh$$

section	b(cm)	d(cm)	M_u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	$A_{s\min}$	A_s (cm ²)	A_{adopte}
Travée	20	27	44.16	0.21	0.29	23.87	0.6	5.32	4T ₁₄ =6.16
Appui	30	27	15.56	0.075	0.09	26.03	0.72	1.72	2T ₁₂ =2.36

Armatures transversales:

Suivant l'article **A.5.1, 22** des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t f_{et}}{b s_t} \geq 0.4 MPa$$

S_t : est l'espacement des cours s'armatures transversales, qui est donné par l'article **7.5.2.2** des règles RPA comme suit :

Zone nodale :

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t; 30m \right\}$$

Avec ϕ_t est le plus petit des diamètres longitudinales c.-à-d. 1.4 cm,

$$S_t \leq 7.5cm$$

Donc on adopte $S_t = 7cm$

Hors zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 cm,$$

Donc on adopte : $s_t = 15 cm$

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times 0.4 MPa}{f_{et}} = \frac{20 \times 15 \times 0.40}{235} = 0.51$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 cm^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte tangentielle du béton à (L'ELU) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{50.86 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.27} = 0.94 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3.33 MPa$$

Donc : $\tau_u = 0.94 MPa < \bar{\tau} = 3.33 MPa$ **condition vérifiée**

Vérification à l'ELS:**Vérification des contraintes :****En travée :**

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

$$M_{ser} = q_{ser} l^2 / 8 = 25.51 KN.m ; \text{ en travée } M_{ser} = 0.85 \times 25.51 = 21.68 KN.m ;$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 25 / 21.68 = 1.95$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0.725 > \alpha = 0.39$$

.....CV

En appuis:

$$\gamma = M_u / M_{ser}$$

$$M_{ser} = q_{ser} l^2 / 8 = 25.51 \text{ KN.m} ; \text{ en travée } M_{ser} = 0.3 \times 25.51 = 7.65 \text{ KN.m} ;$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 15.56 / 7.65 = 2.03$$

$$(\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) = 0.765 > \alpha =$$

0.202.....CV

Donc pas vérification des contraintes à L' ELS.

Vérification de la flèche:

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right\} \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{f_e} \\ L \leq 8.00M \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 41.16 \text{ KNm/ml} \\ M_0 = 51.95 \text{ KNm/ml} \\ L = 3.61m \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} > \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t}{10 M_0} \right\} = \max \left\{ \frac{361}{16}; \frac{41.16 \times 361}{10 \times 51.95} \right\} = 28.60 \text{ condition vérifiée} \\ A_s = 5.32 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2bd}{f_e} = \frac{4.2 \times 20 \times 27}{400} = 5.67 \text{ condition vérifiée} \\ L = 3.1 \leq 8.00 \text{ m condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche.

Calcul à la torsion :

Calcul le moment de torsion à l'E.L.U

Couple de torsion(C):

Les couples de torsion appliquées à la poutre sont les moments d'encastrement des paliers, c'est-à-dire:

$$c_u = M_u^{palier} = 5.97 \text{ KN.m/ml}$$

Le moment de torsion (T) :

$$T_u = \frac{C_u \times L}{2} = \frac{5.97 \times 3.61}{2} = 10.77 \text{ KN.m}$$

calcul du ferrailage de la poutre palière :

a) Calcul de la contrainte tangentielle de torsion:

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calcul comme suit :

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$$

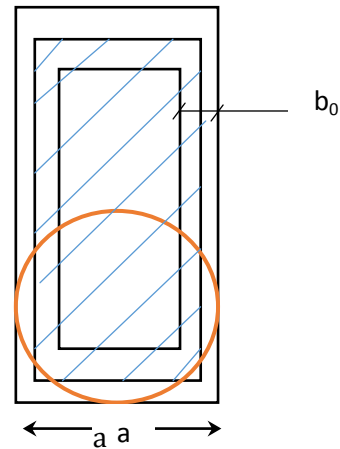
Avec :

$$b_0 = \frac{a}{6}$$

T_u : le moment de torsion ultime, dont 'il est égale à : 10.77 KN.m

a : le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section

Ω : l'aire du contour à mi- épaisseur des parois (aire hachuré dans la **fig.**)



Donc :

$$a = 0.20 \text{ m} \rightarrow b_0 = \frac{0.20}{6} = 0.033 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.20 - 0.033)(0.30 - 0.033) = 0.044 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \tau_{uT} = \frac{10770}{2 \times 440 \times 3.3} = 3.71 \text{ MPa}$$

b) Vérification de contraintes tangentielles :

L'article A.5.4.3 des règles BAEL91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uV}^2} = \sqrt{3.71^2 + 0.94^2} = 3.83 > \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa condition non vérifiée}$$

On va augmenter la section de la poutre palière (30*30)

$$a = 0.30 \text{ m} \rightarrow b_0 = \frac{0.30}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (0.3 - 0.05)(0.30 - 0.05) = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \tau_{uT} = \frac{10770}{2 \times 625 \times 3.33} = 2.61 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \sqrt{\tau_{uT}^2 + \tau_{uv}^2} = \sqrt{2.61^2 + 0.94^2} = 2.77 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa condition vérifiée}$$

c) Détermination des armatures de torsion :

c.1) Les armatures longitudinales :

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on a :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

Où :

$\sum A_l$: est la section des armatures longitudinales engendrés par la torsion, et que l'on note A_s^t ,

U : le périmètre de l'aire Ω , et qui se calcul comme suit :

$$U = [(b - b_0) + (h - b_0)] \times 2 = [(0.30 - 0.05) + (0.30 - 0.05)] \times 2 = 0.75 \text{ m}$$

Par conséquent on n'aura :

$$A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 \times 0.75 \times 0.01077}{2 \times 400 \times 0.0625} = 1.85 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.85 \text{ cm}^2$$

Description des barres :

On adopte pour les armatures longitudinales de torsion : **3T12** avec

$$A_s^T = 3.39 \text{ cm}^2$$

c.2) Les armatures transversales :

Selon la même règle on a :

$$\frac{\sum A_l f_e}{U \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$$A_s^T = \frac{\gamma_s U T_u}{2 f_e \Omega} = \frac{1.15 \times 0.15 \times 0.01077}{2 \times 235 \times 0.0625} = 0.632 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.632 \text{ cm}^2$$

3-9-Ferraillage totale :

La poutre palier, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de torsion :

a) Armatures longitudinales :

a.1) En travée :

$$A_s^{\text{travée}} = A_s^{\text{flexion}} + A_s^{\text{torsion}} = 3T16 + 3T12 = 6.16 + 3.39 = 9.55 \text{ cm}^2$$

a.2) Sur appuis :

$$A_s^{\text{appuis}} = A_s^{\text{flexion}} + A_s^{\text{torsion}} = 2T12 + 3T12 = 2.36 + 3.39 = 5.75 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.9 + 0.91 = 1.81 \text{ cm}^2$$

On adopte alors pour les armatures transversales **5T8** avec $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$, un cadre et un épingle de 8.

Vérification au ferrailage minimale (Torsion-flexion) :

En travée :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 U} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{9.55 \times 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 0.75} = 10.18 > 0.4 \text{ MPa}$$

Sur appuis :

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 U} = \frac{5.75 \times 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 0.75} = 6.13 > 0.4 \text{ MPa}$$

Armatures transversales :

On doit vérifier que :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{A_s f_e}{b_0 S_t} = \frac{9.55 \times 10^{-4} \times 400}{0.05 \times 0.15} = 6.95 > 0.4 \text{ MPa}$$

Plan de ferrailage des escaliers :

➤ Poutres palière :

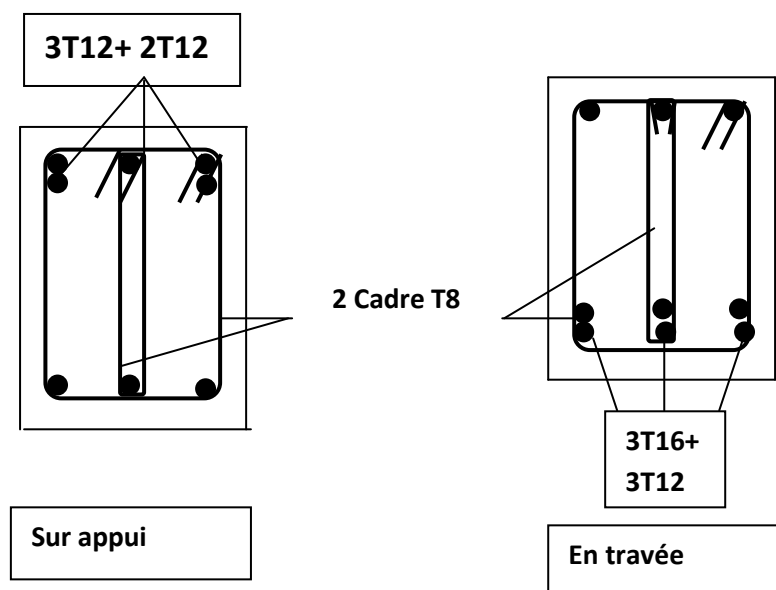


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la poutre palier

III.3 - PLANCHER :**III.3.1 –Calcul des planchers :**

La structure à étudier étant une structure courante avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$), le type du plancher adopté est un plancher à corps creux ; les poutrelles contenues sont disposées suivant la petite portée

III.3.2- Méthode de calcul :**Plancher à corps creux :**

Choix de la méthode de calcul : (d'après BAEL91 art3.4 page 49) est la méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre (04) conditions suivantes sont remplies :

1/ la charges d'exploitations dites c'est-à-dire: $Q \leq \max \{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$.

Cas de terrasse inaccessible

$$1\text{KN/m}^2 \leq \max \{12.76 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots \text{condition vérifier .}$$

Cas d'étage courant

$$1\text{KN/m}^2 \leq \max \{10.42 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots \text{condition vérifier .}$$

2/ Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuitécondition vérifier.

3/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

4/ Les portées successives sont dans un rapport compris entre : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$

$$0.8 \leq 0.86 \sim 1.23 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

III.3.2-Principe de la méthode:

Pour les dalles calculées dans un sens (poutrelles et poutres) ; on peut évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximal du moment fléchissant « M_0 » dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumis au même charge .

Désignation :

M_0 : moment max de la travée indépendante.

M_t : moment max dans la travée étudiée.

M_w : moment sur l'appuis de gauche de travée.

M_e : moment sur l'appuis de droite de travée.

α : le rapport de charge d'exploitation «Q» à la somme des charges permanentes «G»

et les charges d'exploitations «Q» : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les valeurs prises pour « M_t ; M_w ; M_e » doivent vérifier les conditions suivant :

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

$$2- M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \text{ dans une travée de rive .}$$

3- Dans une travée intermédiaire. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à:

- $0.6M_0$: pour une poutre à deux travées
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

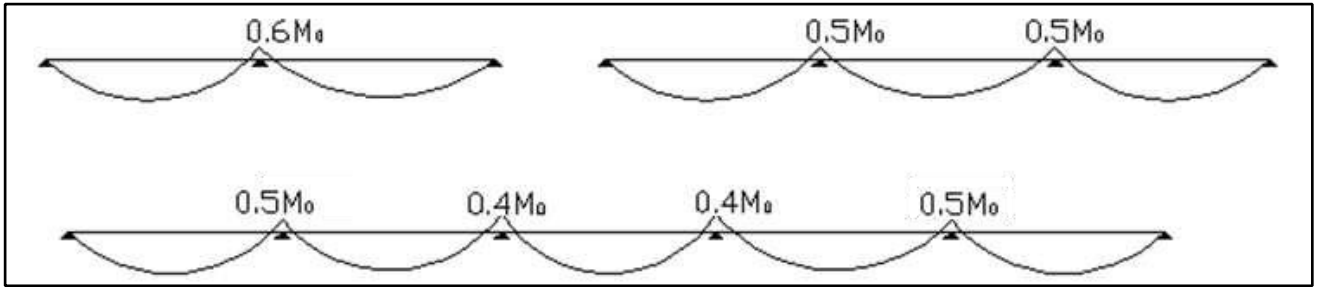


Figure III.7 : Schéma représente coefficient forfaitaire pour les moments sur appuis

L'effort tranchant:

$$a = l \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad \text{et} \quad b = l - a$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \frac{M_w + M_e}{b}$$

III.3.3-Application de la méthode:

1^{er} type :

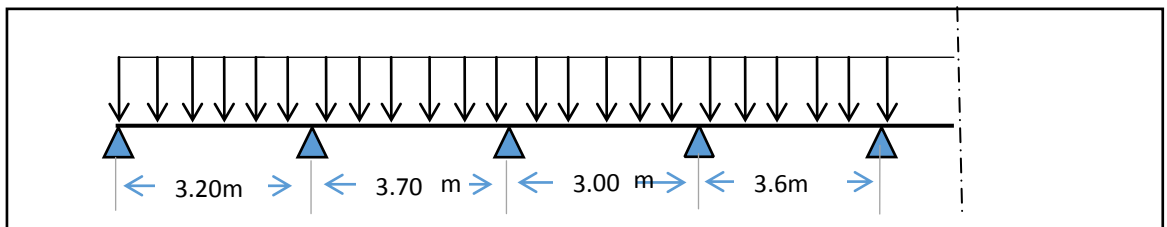


Figure III.8 :1^{er} type de poutre

$$G = 6.38 \times 0.65 = 4.15 \text{ KN/ml} \quad ; \quad Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à ELU } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.15 + 1.5 \times 0.65 = 6.58 \text{ KN/ml} \\ \text{à ELS } q_s = G + Q = 4.15 + 0.65 = 4.8 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

A.E.L.U:

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.65}{4.15 + 0.65} = 0.14$$

$$\langle 1 \rangle M_A = \text{Cof forfaitaire} \times \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times \max(8.42; 11.26) = 5.63$$

$$\rightarrow M_A = 5.63 \text{ KN.m}$$

$$\langle 2 \rangle M_t = \max\{1.05; (1 + 0.3\alpha)\} M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.05 \times 8.42 - \frac{5.63 + 0}{2} = 6.03$$

$$\rightarrow M_t = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$\langle 3 \rangle a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.70}{1 + \sqrt{\frac{2.96 + 7.53}{5.63 + 7.53}}} = 1.95 \text{ m}$$

$$\langle 4 \rangle b = L - a = 3.70 - 1.95 = 1.75 \text{ m}$$

$$\langle 5 \rangle V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \frac{5.63 + 7.53}{1.95} = -13.50 \text{ KN.m}$$

$$\langle 6 \rangle V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \frac{2.96 + 7.53}{1.75} = 12.00 \text{ KN.m}$$

Travée	1	2	3	4	
L(m) :	3,20	3,70	3,00	3,60	3.00
$M_0 = \frac{ql^2}{8}$ (KN.m)	8,42	11,26	7,40	10,66	7.40
Appuis	1	2	3	4	5
Coefficient forfaitaire :	0,00	0,50	0,40	0,40	0,40
$\langle 1 \rangle M_A$ (KN.m) :	0,00	5,63	2,96	4,26	2.96
$\langle 2 \rangle M_t$ (KN.m) :	6,03	7,53	4,16	7,58	
M_t (KN.m) tr. rive $\sim 0.62 M_0$	5.22				
M_t (KN.m) tr. inter $\sim 0.52 M_0$		5,86	3,85	5,54	3,85
M_t (KN.m) résultat:	6,03	7,53	4,16	7,58	
$\langle 3 \rangle a$ (m)	1,34	1,95	1,44	1,85	
$\langle 4 \rangle b$ (m)	1.86	1.75	1.56	1.75	
V_w (KN.m)	-9.00	-13.50	-10.00	-12.80	
V_e (KN.m)	12.54	12.00	10.79	12.06	

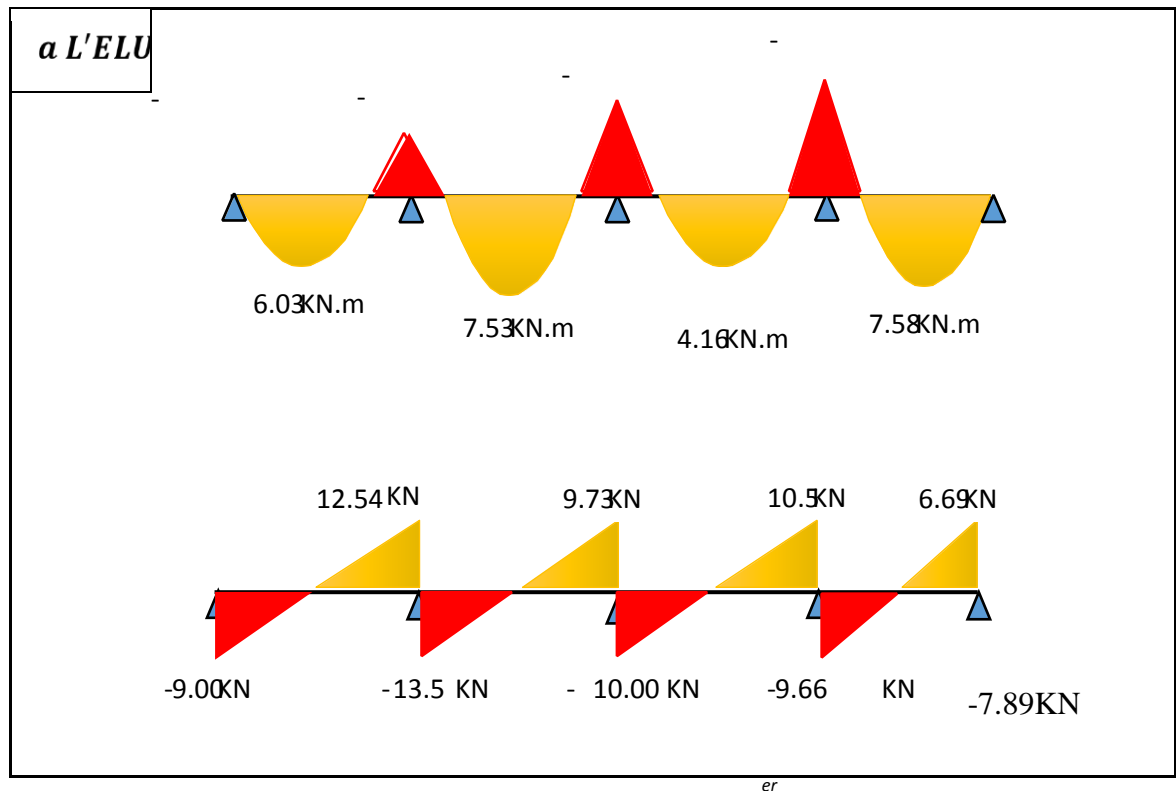


Figure III.9 : Diagramme des sollicitations pour le 1 type de poutrelle

A E.L.S:

$$\langle 1 \rangle M_A = \text{Cof forfaitaire} \times \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times \max(8.42; 11.26) = 5.63$$

$$\rightarrow M_A = 5.63 \text{ KN.m}$$

$$\langle 2 \rangle M_t = \max\{1.05; (1 + 0.3\alpha)\} M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.05 \times 8.42 - \frac{5.63 + 0}{2} = 6.03$$

$$\rightarrow M_t = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$\langle 3 \rangle a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.70}{1 + \sqrt{\frac{2.16 + 6.47}{4.11 + 6.47}}} = 1.94 \text{ m}$$

$$\langle 4 \rangle b = L - a = 3.70 - 1.94 = 1.76 \text{ m}$$

$$\langle 5 \rangle V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \frac{5.63 + 7.53}{1.95} = -10.92 \text{ KN.m}$$

$$\langle 6 \rangle V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \frac{2.96 + 7.53}{1.75} = 15.04 \text{ KN.m}$$

Travée	1	2	3	4	
L(m) :	3,20	3,70	3,00	3,60	3.00
$M_0 = \frac{ql^2}{8} (KN.m)$	6,14	8,21	5,40	7,78	5.40
Appuis	1	2	3	4	5
Coefficient forfaitaire :	0,00	0,50	0,40	0,40	0,40
$\langle 1 \rangle M_A (KN.m)$:	0,00	4,11	2,16	3,11	2.16
$\langle 2 \rangle M_t (KN.m)$:	4.39	6.47	3.04	5.53	
$M_t (KN.m) tr. rive \sim 0.62 M_0$	3.81				
$M_t (KN.m) tr. inter \sim 0.52 M_0$		4.27	2.81	4.05	2.81
$M_t (KN.m) resultat:$	4.39	6.47	3.04	5.53	
$\langle 3 \rangle a (m)$	1.34	1.94	1.44	1.85	
$\langle 4 \rangle b (m)$	1.86	1.76	1.56	1.75	
$V_w (KN.m)$	-6.55	-10.91	-7.22	-9.34	
$V_e (KN.m)$	9.14	9.81	7.88	8.79	

2^{eme} type :

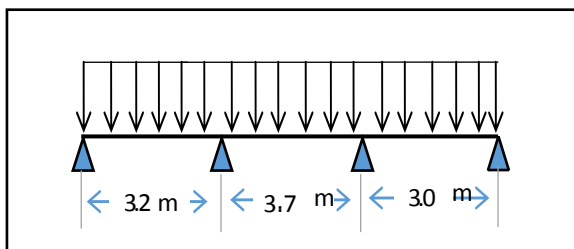


Figure III.10 :2^{eme} type de poutre

$$G = 6.38 \times 0.65 = 4.15 \text{ KN/ml} \quad ; \quad Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{à ELU } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.15 + 1.5 \times 0.65 = 6.58 \text{ KN/ml} \\ \text{à ELS } q_s = G + Q = 4.15 + 0.65 = 4.8 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

A E.L.U:

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0.65}{4.15 + 0.65} = 0.14$$

$$\langle 1 \rangle M_A = \text{Cof forfaitaire} \times \max(M_{01} ; M_{02}) = 0.5 \times \max(8.42 ; 11.26) = 5.63$$

$$\rightarrow M_A = 5.63 \text{ KN.m}$$

$$\langle 2 \rangle M_t = \max\{1.05; (1 + 0.3\alpha)\} M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1.05 \times 8.42 - \frac{5.63 + 0}{2} = 6.03$$

$$\rightarrow M_t = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$\langle 3 \rangle a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = \frac{3.20}{1 + \sqrt{\frac{5.63 + 6.03}{0 + 6.03}}} = 1.34 \text{ m}$$

$$\langle 4 \rangle b = L - a = 3.20 - 1.34 = 1.86 \text{ m}$$

$$\langle 5 \rangle V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} = -2 \frac{0 + 6.03}{1.34} = -13.50 \text{ KN.m}$$

$$\langle 6 \rangle V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} = 2 \frac{2.96 + 7.53}{1.75} = 12.00 \text{ KN.m}$$

ELU:

Travée	1	2	3	4
L(m) :	3,20	3,70	3,00	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ (KN.m)}$	8,42	11,26	7,40	
Appuis	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire :	0,00	0,50	0,50	0,00
$\langle 1 \rangle M_A \text{ (KN.m)}$:	0,00	5,63	3,70	0,00
$\langle 2 \rangle M_t \text{ (KN.m)}$:	6,03	7,16	5,92	
$M_t \text{ (KN.m) tr. rive} \sim 0.62 M_0$	5,22		4,59	
$M_t \text{ (KN.m) tr. inter} \sim 0.52 M_0$		5,86		
$M_t \text{ (KN.m) résultat}$:	6,03	7,16	5,92	
$\langle 3 \rangle a \text{ (m)}$	1,34	1,93	1,68	
$\langle 4 \rangle b \text{ (m)}$	1,86	1,77	1,32	
$V_w \text{ (KN.m)}$	-9,00	-13,25	-11,45	
$V_e \text{ (KN.m)}$	12,54	12,27	8,96	

ELS:

Travée	1	2	3	4
L(m) :	3,20	3,70	3,00	
$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ (KN.m)}$	6,14	8,21	5,40	
Appuis	1	2	3	4

Coefficient forfaitaire :	0,00	0,50	0,50	0,00
$\langle 1 \rangle M_A(\text{KN.m}) :$	0,00	4,11	2,70	0,00
$\langle 2 \rangle M_t(\text{KN.m}) :$	4,39	5,22	4,32	
$M_t(\text{KN.m}) \text{tr. rive} \sim 0.62M_0$	3,81		3,35	
$M_t(\text{KN.m}) \text{tr. inter} \sim 0.52M_0$		4,27		
$M_t(\text{KN.m}) \text{résultat} :$	4,39	5,22	4,32	
$\langle 3 \rangle a(\text{m})$	1,34	1,93	1,68	
$\langle 4 \rangle b(\text{m})$	1,86	1,77	1,32	
$V_w(\text{KN.m})$	-9,00	-13,25	-11,45	
$V_e(\text{KN.m})$	12,54	12,27	8,96	

Type de poutrelle	Méthode de calcul	ELU		ELS		Tmax (KN)
		M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	
1	Forfaitaire	7.58	-5.63	6.47	- 4.11	13.50
2	Forfaitaire	7.16	-5.63	5.22	- 4.11	
Moment maximum		7.58	- 5.63	6.47	- 4.11	

Tableaux : les sollicitations maximales de tous les types de poutrelles.

III.3.4-Calcul des armatures :

D'après le pré-dimensionnement on a :

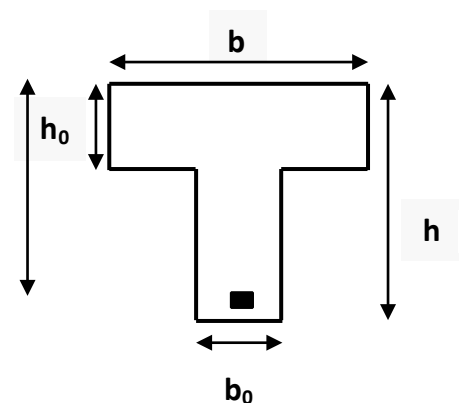
$$b_0 = 10\text{cm}$$

$$h_0 = 4\text{cm}$$

$$b = 65\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm}$$

d



On commence par rechercher a quel cas correspond un problème donné, en considérant tout d'abord le cas limite ou l'axe neutre est situé au raccord entre nervure et table :

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0.22$$

$$\alpha_0 = 0.22 \Rightarrow \mu_0 = 1.14\alpha_0 - 0.57\alpha_0^2 - 0.07 = 0.153 \text{ (BAEL91 P 127)}$$

Puis on calcule le moment capable de la table :

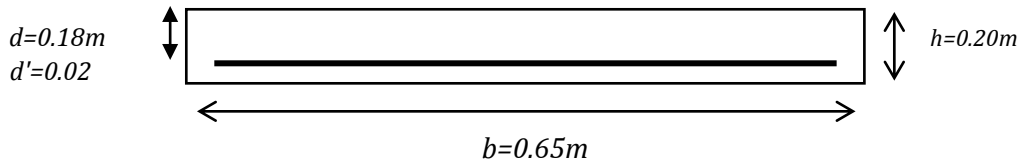
$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{bc}$$

$$M_t = 0.153 \times 0.65 \times 0.18^2 \times 14.20 \times 10^3 = 45.75 \text{ KN.m}$$

$M_t = 7.58 \text{ KN.m} < M_t = 45.75 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul sera fait comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur h

- **Ferraillage en travée :**



$$M_u = 7.58 \text{ KN.m} \quad M_{ser} = 6.47 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.58}{6.47} = 1.17$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \text{acier FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 \times 1.17 - 0.1776 = 0.221$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.58}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0253$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ ELU est atteint au pivot A ($A_s' = 0$, section d'acier comprimée)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0253}) = 0.032$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.032) = 0.178 \text{ m}$$

$\alpha = 0.032 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot f_{su}} = \frac{7.58 \times 10}{0.178 \times 348} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{s \min}; A_s\} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte (2HAT10) de section $A = 1.57 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$M_u = -5.63 \text{ KN.m} \quad M_{ser} = -4.11 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5.63}{4.11} = 1.37$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \text{acier FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.341 \times 1.37 - 0.1776 = 0.252$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.63}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0188$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ ELU est atteint au pivot A ($A_s' = 0$, section d'acier comprimée)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0188}) = 0.024$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.024) = 0.178 \text{ m}$$

$\alpha = 0.024 < 0.259$, l'ELU est atteint en pivot A, avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{su} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot f_{su}} = \frac{5.63 \times 10}{0.178 \times 348} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000}; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_{s \min}; A_s\} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte (2HAT10) de section $A = 1.57 \text{ cm}^2$

III.3.5-Armatures transversales :

Selon l'article (A.7.2.2) de BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10 \right\} \Rightarrow \phi_t \leq 5,71 \text{ mm},$$

Donc on prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2\phi_8 = 1 \text{ cm}^2$$

Espacement : d'après RPA99/V2003

[7.5.2.2] Dans la zone nodale :

$$St = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \Rightarrow \min\{5; 12\phi_l\} \Rightarrow St = 5 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale :

$$St \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

III.3.6-Vérification de l'effort tranchant à(ELU):

Suivant l'article A.5.1.1 des règles BAEL91 modifié 99, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{13.50 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18} = 0.115 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\tau_u = 0.115 < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Cela veut dire que ce n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

III.3.7-Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.58}{6.47} = 1.17$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335 > \alpha = 0.020$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5.63}{4.11} = 1.37$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.020$$

⇒ Donc pas vérification des contraintes à l' ELS.

III.3.8-Vérification de la flèche:

Avant de passer à la vérification de la flèche proprement dit, on doit examiner les conditions de non vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left\{ \frac{L}{16}; \frac{M_t}{10M_0} \right\} \Rightarrow h \geq \max \left\{ \frac{3.6}{16}; \frac{7.58 \times 3.6}{10 \times 10.66} \right\} \Rightarrow h = 20 \text{ cm} < 25.60 \text{ cm} \text{ condition non vérifiée} \\ A_s \leq 4.2 \times \frac{b \times d}{f_e} \Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 < 12.29 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée} \\ L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 3.6 < 8 \text{ m} \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque la première condition est non vérifiée, on doit donc faire une vérification de la flèche comme suit, on examinant la condition suivante :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t \max}$$

avec :

f_{gv} et f_{gi} : la flèche instantanée et différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliqué au moment de la mise en œuvre des cloisons .

f_{ji} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanente et d'exploitation supporter par l'élément considéré.

\bar{f} : est la flèche admissible, elle ce calcul selon l'article B.6.5.3 du BAEL91 comme suit :

Pour $l < 5 m$

$$\bar{f} = l/500 = 3600/100 = 7.2 \text{ mm}$$

III.3.8.1-Calcul des moments :

1. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{4.15 \times 3.6^2}{8} = 6.72 \text{ KN.m}$$

2. Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$M_j = M_g = 6.72 \text{ KN.m}$$

3. Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation :

$$M_p = M_t^{ser} = 6.47 \text{ KN.m}$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15(1.57)}{65} \left[\sqrt{1 + \frac{65(18 \times 1.57)}{7.5(1.57)^2}} - 1 \right] = 3.26 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] = \frac{65 \times 3.26^3}{3} + 15(18 - 1.57)^2$$

$$= 5867.31 \text{ cm}^4$$

III.3.8.2 - l'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[1.57 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

$$= 44840.53 \text{ cm}^4$$

Calcul les facteurs λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{avec } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{1.57}{65 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.0013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0013 \left(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}\right)} = 32.81 \quad \text{et } \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 13.12$$

III.3.8.3 - Calcul des Contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 672}{5867.31} (180 - 32.6) \Rightarrow \sigma_{sg} = 253.23 \text{ MPa} \\ \sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 672}{5867.31} (180 - 32.6) \Rightarrow \sigma_{sj} = 253.23 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 647}{5867.31} (180 - 32.6) \Rightarrow \sigma_{sp} = 243.81 \text{ MPa} \end{cases}$$

III.3.8.4 - Calcul des paramètres (μ) :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 253.23 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = -0.08 < 0 \Rightarrow \mu_g = 0 \\ \mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 253.23 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = -0.08 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 243.81 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = -0.09 < 0 \Rightarrow \mu_p = 0 \end{cases}$$

III.3.8.5 - Calcul de l'inertie fissurée :

$$\begin{cases} I_{fi}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1} \Rightarrow I_{fi}^g = 49324.58 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^j = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1} \Rightarrow I_{fi}^j = 49324.58 \text{ cm}^4 \\ I_{fi}^p = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1} \Rightarrow I_{fi}^p = 49324.58 \text{ cm}^4 \\ I_{fv}^g = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4\lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1} \Rightarrow I_{fv}^g = 49324.58 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

III.3.8.6 - Calcul des flèches :

$$\begin{cases} f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{1 + E_v \times I_{fv}^g} = \frac{6.72 \times 3.60^2}{10 \times 10818.87 \times 49324.58 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{gv} = 0.00163 \text{ m} \\ f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{1 + E_i \times I_{fi}^g} = \frac{6.72 \times 3.60^2}{10 \times 32164.2 \times 49324.58 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{gi} = 0.000548 \text{ m} \\ f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{1 + E_i \times I_{fi}^j} = \frac{7.58 \times 3.60^2}{10 \times 32164.2 \times 49324.58 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{ji} = 0.000548 \text{ m} \\ f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{1 + E_i \times I_{fi}^p} = \frac{6.47 \times 3.60^2}{10 \times 32164.2 \times 49324.58 \times 10^{-5}} \Rightarrow f_{pi} = 0.000528 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc } \Delta f_t = (1.63 - 0.548 + 0.528 - 0.548) = 1.062 \text{ mm}$$

$1,062 \text{ mm} < f = 3600/500 = 7.2 \text{ mm}$ Condition vérifiée

III.3.9 -Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm ; pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm ; pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

$$* \text{ si } l < 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s > \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2) f_e \text{ en MPa}$$

$$* \text{ si } 50 \text{ cm} < l < 80 \text{ m} \Rightarrow A_s > \frac{4l}{f_e} (\text{cm}) f_e$$

l : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $l = 65 \text{ cm}$

$$- 50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s > \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres doit être :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{4}{10} = 0.4 \text{ cm}$$

On prend un diamètre $\phi = 6 \text{ mm}$ pour les deux sens. On prend $(3\phi 6)$ de surface $A_{s1} = 0.85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm} \leq 20$ **Condition vérifiée**

Donc : pour 1ml on prend $5\phi 6 / \text{ml}$ de surface $A_s = 1.41 \text{ cm}^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiées :

$$A_{s2} \leq \frac{A_{s1}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

Soit $5\phi 6$ Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille de **20 cm suivant les deux sens.**

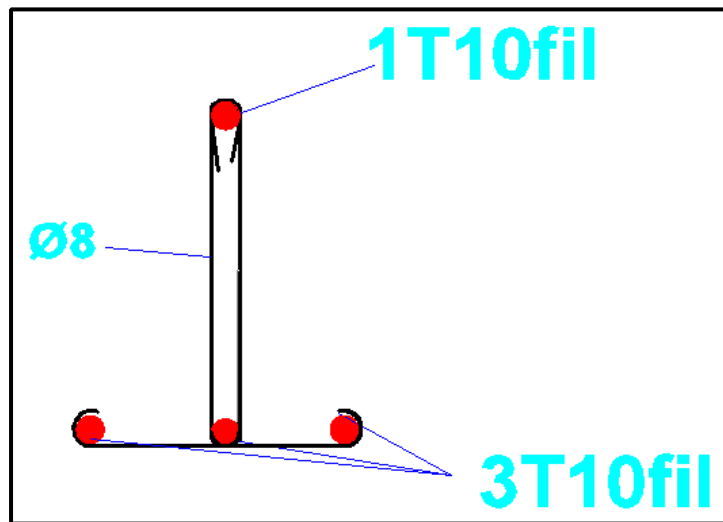


Figure III.11 : Schéma de ferrailage des nervures

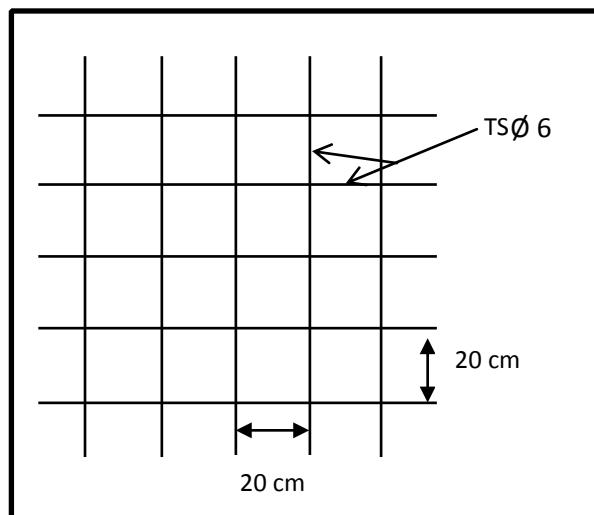


Figure III.12: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.4-Les balcons :

Le balcon est assimilé d'une dalle reposant sur trois bords ; uniformément chargé encastrée au niveau de la poutre, le béton sera réalisé en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur, soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation Q .

Calcul de l'élanement :

L'élanement(α) est le rapport de la petite dimension à la plus grandes

$\alpha = L_x/L_y = 0.9/3.7 = 0.24 < 0.4$ le calcul du balcon sera calculer comme une poutre appuyées sur leurs deux grand cotés.

III.4 -1-Evaluation des charges :

Pour une bonde de 1m de largeur.

- Charge permanente : $G = 5.21$
 KN/m^2

- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

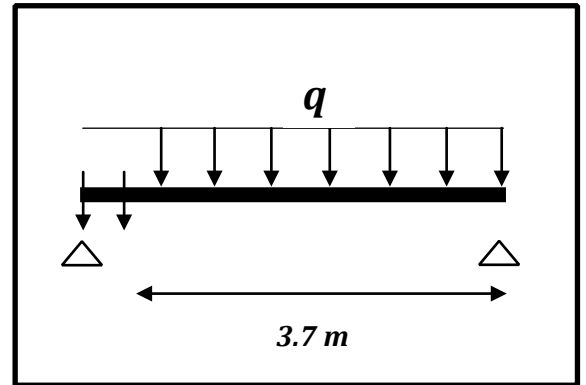


Figure III-.16 : Schéma statique du

III.4.2-Combinaison d'action :

à L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 3.5 = 12.28 \text{ KN/m}^2$$

à L'ELS :

$$q_s = G + Q = 5.21 + 3.5 = 8.71 \text{ KN/m}^2$$

III.4.3-Calcul des sollicitations :

- Calcul du moment :

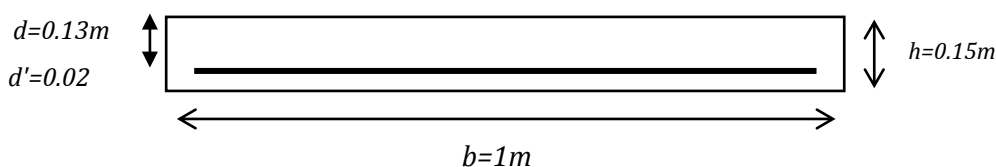
$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{12.28 \times 3.7^2}{8} = 21.01 \text{ K/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{8.71 \times 3.7^2}{8} = 14.90 \text{ K/ml}$$

- Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = -\frac{q_u \times l}{2} = \frac{8.71 \times 3.7}{2} = 16.11 \text{ K/ml}$$

III.4.4 -Calcul des armatures :



$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21.01}{14.90} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 0.341\gamma - 0.1776 = 0.303$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21.01}{1 \times 0.13^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.087$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow (A'_s = 0, \text{section d'acier comprimée})$$

$$A_s = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_s} = \frac{21.01}{1 \times 0.13^2 \times 348} = 3.57 \text{ cm}^2$$

Condition de nom fragilité :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}_s = 1.5 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T10** avec $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

L'espace entre les barres $S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

on adopte 4Φ8 avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

L'espace entre les barres $S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

On prend $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.5-Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } \sigma_{st}^- = \min(2/3f_e, \max\left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta}f_t\right)) = 348 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ avec } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta}f_{tj}\right) = 202 \text{ Mpa}$$

Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s

$$M_{ser} = 14.90 \text{ KN.m}; A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

Centre de gravité :

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 3.93}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(13 \times 3.93)}{7.5(3.93)^2}} - 1 \right] = 3.37 \text{ cm}$$

Inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3.37^3}{3} + 15[3.93(13 - 3.37)^2] = 6742.6 \text{ cm}^4$$

Contrainte :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{1490}{6742.6} \times 33.7 = 7.45 < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{1490}{6742.6} \times (130 - 33.7) = 319.21 < 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

III.4.6-Vérification de l'effort tranchant :

Le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.01611}{1 \times 0.13} = 0.134 \text{ MPa} \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Fissuration peut préjudiciable : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.01785}{1 \times 0.13} = 0.137 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Ferraillage :

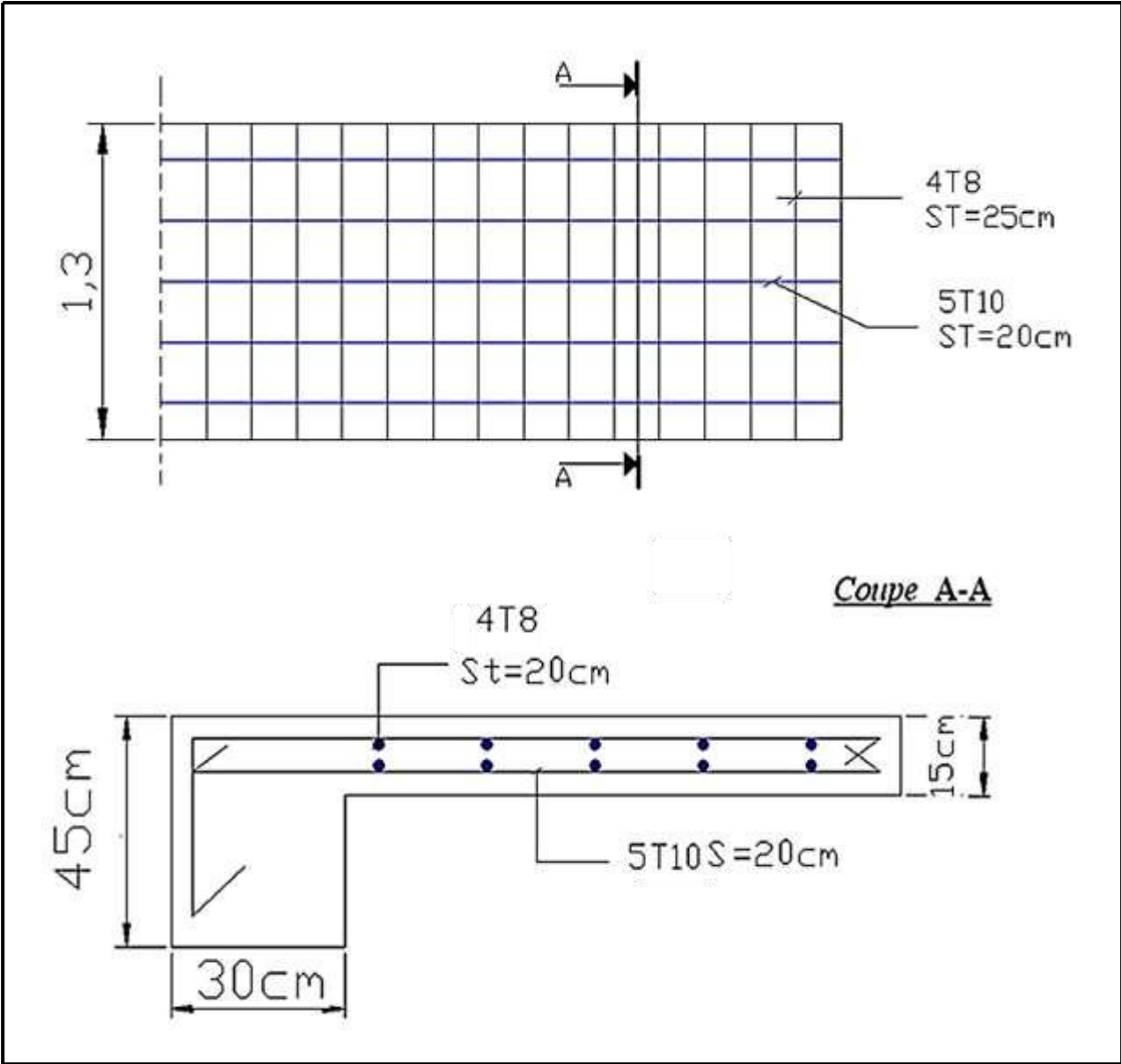


Figure III-17 : Ferrailage des balcons

CHAPITRE IV

Pré dimensionnement et descente De charge

IV.1.Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées

-Méthode statique équivalente

-Méthode dynamique (modale spectrale)

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

Les différentes méthodes de calcul sismique:

L'évaluation des forces sismiques s'effectue suivant l'une des trois méthodes suivantes :

- * La méthode statique équivalente,
- * La méthode d'analyse dynamique modale spectrale,
- * La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.1.1 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.1.2.Choix de la méthode de calcul:

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable

- article 4.1.2 de RPA:(Zone IIa et groupe d'usage 2, la hauteur du bâtiment atteint de 31.65 m).

Tout fois cette méthode sera utilisée pour vérification.

La réglementation parasismique algérienne RPA99/V2003 est le support réglementaire pour toutes les vérifications.

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel calcul et ceci on adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encastré a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centre de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.1.2.1.. Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

IV.1.2.2. Méthode dynamique

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable

- article 4.1.2 de RPA:(Zone IIa et groupe d'usage 2, la hauteur du bâtiment atteint de 31.65 m).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.1.3. Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$

Avec V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

$$V_{st} = \frac{A * D * Q}{R} * W: \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

W : Poids total de la structure ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

Q : Facteur de qualité.

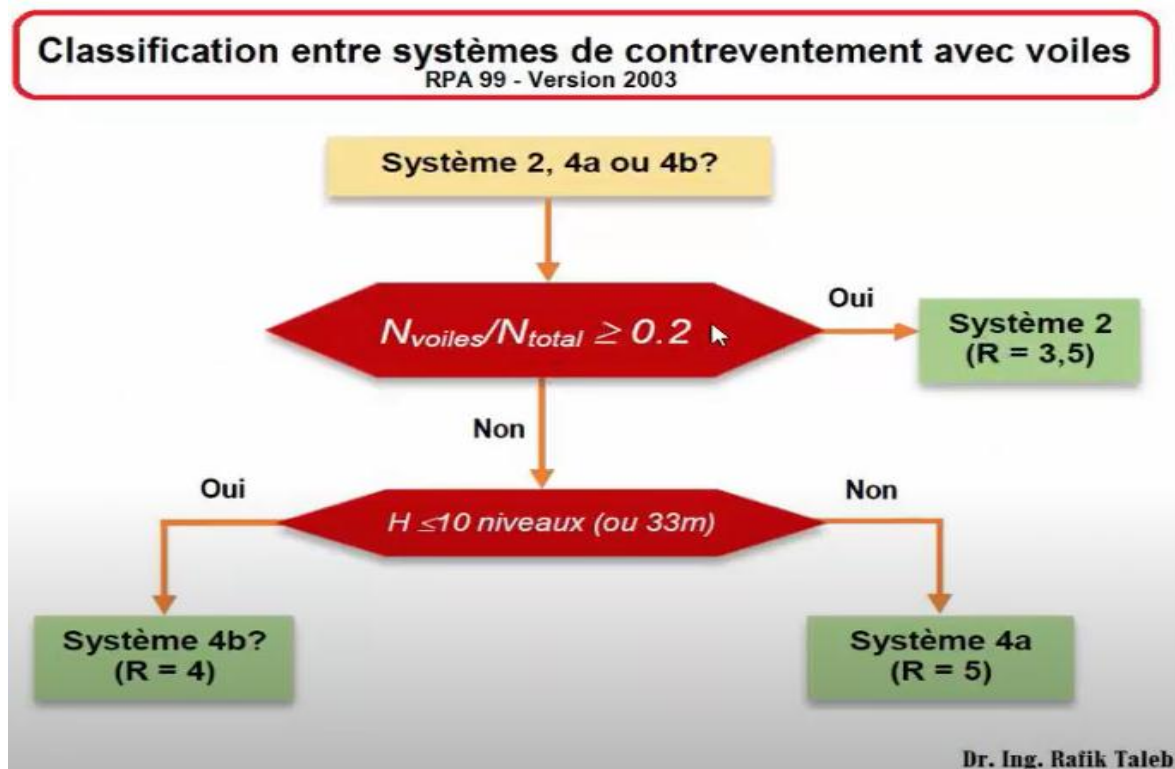
Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ Groupe d'usage (2)
 - ✓ Zone sismique (IIa)
- } ⇒ A= 0,15

* **Coefficient de comportement de la structure R ;**

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2



NB : l'article (3-4-2 du RPA 2003)

IV.4. -CLASSIFICATION DES SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

* la traduction de cet article, permettent de choisirle Coefficient de comportement de notre structure R, celant le tableau ce dessous :

N voile (KN)	N total (KN)	N voile/ N total (KN) (%)	Cat	R
13641,5	28600,33	0,48 = 48%	2 - voiles porteurs	3,5

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

P_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 3.1. Valeurs des pénalités.

Tableau 3.1. Valeurs des pénalités.

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifié	0.05
02	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
03	Régularité en plan	vérifié	0.00
04	Régularité en élévation	vérifié	0.00
05	Contrôle de qualité des matériaux	vérifié	0.00
06	Contrôles d'exécution	Non vérifié	0.1

Donc : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.20$

$W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ [7] (Formule 4.5)

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. De notre cas : $\beta = 0,2$. (Tableau 4.5 RPA99/2003: valeurs du coefficient de pondération)

Dans notre cas : $W = 49820.584\text{KN}$ } $\begin{cases} Q_x = 1,20 \\ Q_y = 1,20 \end{cases}$

D= $\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$ RPA99/2003 (Formule 4.2)

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 RPA99/2003: Valeurs de (%))

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 10\%$$

D'où,

$$\eta = 0.763 \geq 0.7 \text{ CV}$$

$$\checkmark \text{ On a un site ferme S2} \Rightarrow (\text{Tableau 4.7 RPA99/2003}) \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{array} \right.$$

IV .5.Calcul de la période fondamentale de la structure

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

H =31.62m : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

$C_T = 0.05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé **RPA99/2003** (Tableau 4.6)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 25.80 \text{ m} \\ L_y = 19 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc $\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min (0.560, 0.666) = 0.560 \text{ s} \\ T_y = \min (0.652, 0.666) = 0.652 \text{ s} \end{array} \right.$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D_{(x)} = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow 2.5 * 0.763 \left(\frac{0.40}{0.560}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.52$$

$$D_{(y)} = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow 2.5 * 0.763 \left(\frac{0.40}{0.652}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.37$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$V_{st(x)} = \frac{A * D * Q}{R} * W \Rightarrow \frac{0.15 * 1.52 * 1.20}{3.5} * 49820.584 = \mathbf{3894.54 \text{ KN}}$$

$$V_{st(y)} = \frac{A * D * Q}{R} * W \Rightarrow \frac{0.15 * 1.37 * 1.20}{3.5} * 49820.584 = \mathbf{3510.21 \text{ KN}}$$

$$V_{dyn} \geq \mathbf{0.8} V_{st}$$

sens	Vd (KN)	Vst(KN)	80% Vst (KN)	<u>vérification</u>
xx	3648,55	3894.54	3115.63	cv
yy	3288,52	3510.21	2808.16	cv

IV.6. Méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA99) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

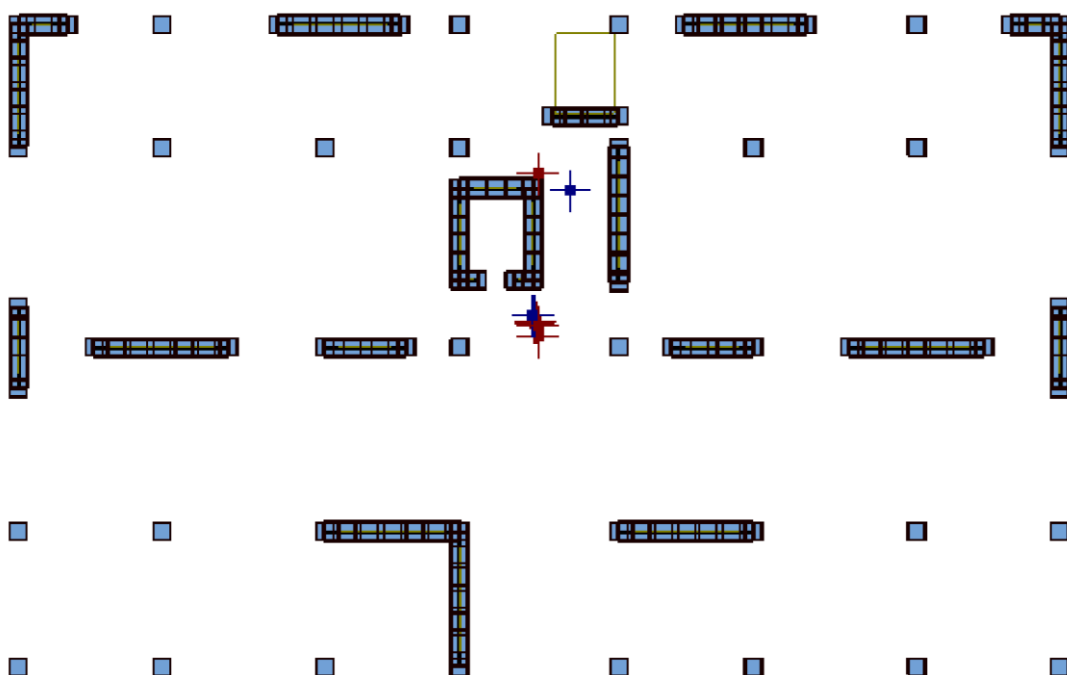
Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (4-13)}$$

IV.7.1 Disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .Pour l'illustration on opte pour cette disposition :



Caractéristiques géométriques :

2) Centre de masse :

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i » $\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i »

3) Centre de rigidité :

Le centre de rigidité (ou torsion) est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

4. Calcul de l'excentricité :

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

Excentricité théorique:

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Excentricité accidentelle:

L'excentricité exigée par RPA (Art 4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

Après l'analyse automatique par logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
Etage 1	654705,67	12,74 8,04 3,42	12,61 8,57 2,78	21438962,07	40416578,85	59793944,93	0,13	0,53
Etage 2	568203,68	12,67 8,45 6,72	12,61 8,58 6,26	17710658,35	32601478,26	49420795,2	0,05	0,13
Etage 3	559762,11	12,60 8,42 9,77	12,61 8,58 9,32	17174871,36	31891054,19	48177677,6	0,01	0,16
Etage 4	550339,53	12,65 8,44 12,85	12,61 8,58 12,41	16848002,68	31469129,41	47493368,14	0,04	0,14
Etage 5	550339,53	12,65 8,44 15,91	12,61 8,58 15,47	16848002,68	31469129,41	47493368,14	0,04	0,14
Etage 6	550339,53	12,65 8,44 18,97	12,61 8,58 18,53	16848002,68	31469129,41	47493368,14	0,04	0,14
Etage 7	538705,19	12,65 8,44 22,06	12,61 8,58 21,62	16444603,33	30679571,49	46366956,96	0,04	0,14
Etage 8	538705,19	12,65 8,44 25,12	12,61 8,58 24,68	16444603,33	30679571,49	46366956,96	0,04	0,14
Etage 9	501472,62	12,74 8,28 28,15	12,61 8,58 27,74	14908654,14	27789362,64	41952465,94	0,13	0,3
Etage 10	67712,74	12,74 12,14 31,11	13,53 11,65 30,88	574032,11	215541,84	662606,04	0,79	0,49

Excentricité accidentelle :

$$e_{acc} = 0,05 \max (Lx, Ly) = 0,05 \max (25.80; 19.00) = 1,29 \text{ m}$$

$$e_{acc} = 1,29 \text{ m}$$

Donc : $e_{xy} = \max (e_{Acc} ; e_{Réel}) = \max (1.29, 0.79) = 1.29 \text{ m}$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses

dynamiques globales:

$$I_x = 155\,240\,392,73 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2\text{)}$$

$$I_y = 288\,680\,546,99 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2\text{)}$$

$$I_z = 435\,221\,508,05 \text{ (kg}\cdot\text{m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 5\,080\,285,79 \text{ (kg)}$$

Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnés par ROBOT

Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau IV.2 donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	1,311	0,763	0,448	54,794	0,448	54,794	0,001
2	1,402	0,713	70,948	54,794	70,499	0,000	0,000
3	1,572	0,636	72,247	70,742	1,300	15,949	0,001
4	4,878	0,205	72,425	84,619	0,177	13,877	0,006
5	5,065	0,197	86,235	84,622	13,810	0,003	0,002
6	6,062	0,165	87,857	87,816	1,622	3,194	0,003
7	10,242	0,098	87,861	88,410	0,004	0,594	5,955
8	10,365	0,096	87,925	89,076	0,064	0,667	2,605
9	10,500	0,095	88,752	91,881	0,827	2,805	2,173
10	10,585	0,094	92,854	93,056	4,103	1,174	0,715
11	12,849	0,078	93,022	93,085	0,167	0,030	19,470
12	12,973	0,077	93,091	93,160	0,069	0,074	2,598

- **Interprétation des résultats obtenus**

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X
- ✓ Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

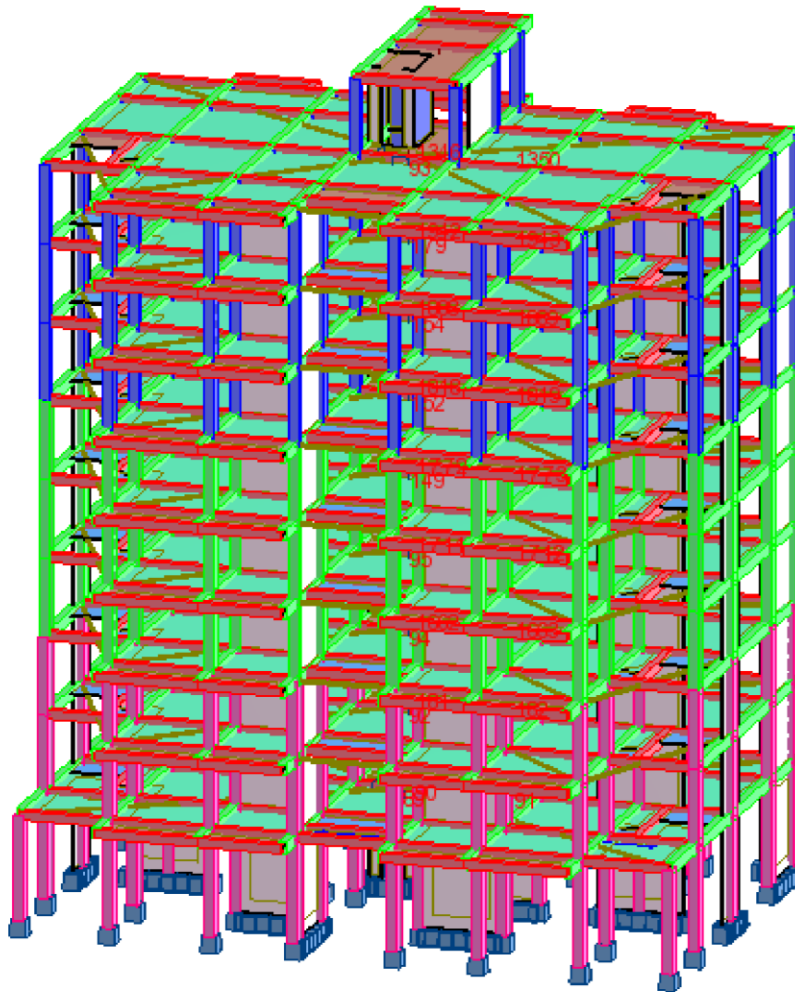


Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par logiciel ROBOT

IV.8. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

Vérification de la période:

Les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T \text{ empirique (sec)} \leq T \text{ logiciel (sec)} \leq 1.3 * T \text{ empirique (sec)}$$

	T logiciel(sec)	T empirique (sec)	1.3* T empirique (sec)	Observation
xx	0,713	0,560	0,728	CV
yy	0,763	0,653	0,849	CV

1-Vérification de l'effort tranchant à la base :

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces.

	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	$V_{dy} > 0.8 V_{st}$
Sens xx	3648,55	3894.54	3115.63	Vérifié
Sens yy	3288,52	3510.21	2808.16	Vérifié

2.Justification de l'interaction voiles-portiques

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivant :

5-1-1- Sous-charges horizontales

Tableau 3.3. L'interaction voiles-portiques sous charges verticales

	N VOILE(KN)	N TOTAL(KN)	NVOILE/NTOTAL %
RDC	2 543,79	5 812,57	44%
1	2 304,32	5 091,10	45%
2	2 043,58	4 448,07	46%
3	1 835,06	3 805,07	48%
4	1 565,27	3 162,06	50%
5	1 264,64	2 519,06	50%
6	994,50	1 876,05	53%
7	686,48	1 233,05	56%
8	358,64	590,04	61%
9	45,22	63,26	71%
TOTAL	13 641,50	28 600,33	48%

3-Sous-charges horizontales

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles SENS EX et EY.

	EX				EY			
	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
RDC	702,04	2946,52	-85,67	356,84	121,07	150,1	1095,9	2192,63
1	751,67	2792,3	71,15	-326,68	102,63	149,85	903,15	2277,04
2	860,95	2493,52	78,54	-310,01	108,75	121,14	1026,52	1970,5
3	854,42	2251,3	62,31	-269,37	109,36	97,9	876,49	1892,06
4	875,76	1930,06	-64,37	-121,62	112,47	75,17	924,2	1578,54
5	848,01	1594,37	-66,24	-100,73	110,81	57,73	933,27	1253,32
6	708,7	1304,02	-48,54	-101,99	97,58	52,89	631,54	1185,81
7	648,36	858,85	-50,86	-79,1	92,9	34,53	630,09	749,7
8	615,99	255,37	-51,46	-35,47	102,99	-22,55	609,55	198,57
9	97,23	25,64	-15,63	29,93	-14,6	6,83	112,58	-11,79

IV.9. Calcul des déplacements:

Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

• Vérification des déplacements :

Selon RPA 99 [32] le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement (R= 3.5)

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 adjacent ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Étage : $\Delta = 1\%h_e$ (cm) , Déplacement limité par RPA 2003

valeur	Niveau	Δ_k (cm)		$\Delta = 1\%h_e$ (cm) (RPA)	Observation
		Sens-x	Sens-y		
408	RDC	0,337	0,32	4,08	oui
306	1	0,486	0,456	3,06	oui
306	2	0,596	0,564	3,06	oui
306	3	0,654	0,637	3,06	oui
306	4	0,67	0,666	3,06	oui
306	5	0,654	0,666	3,06	oui
306	6	0,617	0,652	3,06	oui
306	7	0,567	0,614	3,06	oui

306	8	0,516	0,57	3,06	oui
306	9	0,57	0,311	3,06	oui

IV .10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ :

$$\theta_k = \frac{P_k + \Delta_k}{V_k + h_k} \leq 0.10$$

Avec:

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) ;

séisme x						
Niveau	P_k (KN)	k(cm)	V_{kx} (KN)	h_k :(cm)	θ_k	Observation
RDC	49820,584	0,337	3648,55	408	0,011	oui
1er Etage	43120,5	0,486	3543,96	306	0,019	oui
2	37548,224	0,596	3354,46	306	0,022	oui
3	32092,764	0,654	3105,73	306	0,022	oui
4	26696,102	0,67	2805,82	306	0,021	oui
5	21299,112	0,654	2442,38	306	0,019	oui
6	15936,05	0,617	2012,72	306	0,016	oui
7	10653,16	0,567	1507,22	306	0,013	oui
8	5369,938	0,516	871,36	306	0,010	oui
9	619,412	0,57	122,87	306	0,009	oui

Séismes y						
Niveau	P_k (KN)	k (cm)	V_{ky} (KN)	h_k :(cm)	θ_k	Observation
RDC	49820,584	0,32	3288,52	408	0,012	oui
1er Etage	43120,5	0,456	3180,19	306	0,020	oui
2	37548,224	0,564	2997,02	306	0,023	oui
3	32092,764	0,637	2768,55	306	0,024	oui
4	26696,102	0,666	2502,74	306	0,023	oui
5	21299,112	0,666	2186,59	306	0,021	oui
6	15936,05	0,652	1817,34	306	0,019	oui
7	10653,16	0,614	1379,8	306	0,015	oui
8	5369,938	0,57	808,12	306	0,012	oui
9	619,412	0,311	100,79	306	0,006	oui

CHAPITRE V :

*Ferraillage des éléments
structuraux*

V.1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ROBOT 2014**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
 2. Traction simple.
 3. Flexion simple.
 4. Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2-Ferrailage des portiques :

V.2-1- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicité par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003 , et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

2-1- Les combinaisons de calcul :

- | | | | |
|---------------------|-------|-------|---------|
| 1- $1.35 G + 1.5 Q$ | | selon | BAEL91 |
| 2- $G + Q \pm E$ | | selon | RPA2003 |
| 3- $0.8 G \pm E$ | | selon | RPA2003 |

- La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (3) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de

déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

A. Ferrailage par BAEL91 :

BAEL ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venu afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.(les efforts normaux sont négligeable).

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min (0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.1f_{c28}, 3\text{MPa}) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable (2.2 MPA).}$$

Détermination de l'armature transversale :

- Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.
- Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- Espacement : $S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$.
- Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.74 \text{MPa}$$

$$\text{Soit pratiquement : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

- Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après le BAEL

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

- La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj,k}}{0,8f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

- Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures droites : $K=1$, $\alpha=\pi/2$ alors :

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}}{0,8f_e}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Vérification de la flèche (BAEL B.6.5) :

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e(MPA)}$
- $\frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$

Avec

M_t : moment MAX en travée.

M_0 : moment isostatique minimal.

B_0 : largeur de la poutre.

d : hauteur utile.

A : Section d'armature.

B. Recommandation du RPA99/version 2003 :

Les règles **R.P.A** « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

B.1-Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est

de 0.5% [$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$].

- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante , et 6% en zone de recouvrement .
- La longueur minimal de recouvrement et de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- Les cadres du nœud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

B.2-Armatures transversales :

(RPA/version 2003, art 7.5.2.2)

- La quantité de ces armatures doit vérifier : $A_t=0.03 S.d$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaire min $(h/4, 1.2\phi)$
- En dehors de la zone nodale $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Le Ferrailage :

Le ferrailage des portiques fait par un calcul automatique à L'aide d'un logiciel **EXPERT**

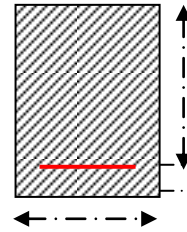
2010.

➤ **Ferrailages des poutres principales :**

42.5cm

2.5cm

30cm

**A)- L'étude des Poutres principales :**

On va prendre les moments max dans le portique le plus sollicité et on calcule le ferrailage de toutes les poutres

• **Tableau V-1 : Exemple de calcul des armatures longitudinales**

Section en (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{tu} max (KN.m)	M _{au} max (KN.m)	M _{ts} max (KN.m)	M _{as} max (KN.m)	M _{t acc} max (KN.m)	M _{a acc} max (KN.m)
30*45	50.06	-113.12	36.65	-82.59	40.30	-164.25

► **ELU**✓ **Ferrailage en travée :**

$$M_{ut} = 50.06 \text{ KN.m}$$

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,45 \text{ m} ; b = 0,30 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b_b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{50.06 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 14.16} = 0.072 \rightarrow \mu = 0.072$$

$\mu < \mu_c = 0.186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.093$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.389 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_s} = \frac{50.06 \times 10^3}{38.9 \times 348} = 3.69 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A = 3.69 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3\text{HA}14 \Rightarrow A_s = 4.62 \text{ cm}^2}$$

✓ **Ferrailage sur appui :**

Selon la combinaison : **G + Q – Ey**

$$M_{a \max} = 164.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ acc}}}{b_b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{164.25 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.405)^2 \times 14.16} = 0.235 \rightarrow \mu = 0.235$$

$$\mu_R = 0,392$$

$0,186 < \mu < \mu_R \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

on se trouve dans le domaine 2-a ,

$$\alpha = 0.339$$

$$Z = 0,350 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ acc}}}{Z \times \sigma_s} = \frac{164.25 \times 10^3}{35 \times 400} = 11.73 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A = 11.73 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{6HA16} \Rightarrow \mathbf{A_s = 12.06 \text{ cm}^2}$$

On adopte La section d'armature sur appui :

$$A_s = \mathbf{6HA16} \Rightarrow \mathbf{A_s = 12.06 \text{ cm}^2}$$

On adopte La section d'armature pour travée :

$$A_s = \mathbf{3T16} = \mathbf{6.03 \text{ cm}^2}$$

✓ **La vérification du ferrailage des poutres principales :**

- Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \times h = 0,005 \times 45 \times 30 = \mathbf{6.75 \text{ cm}^2}$$

- Section maximale (RPA) :

$$A_{\max} = 4\% b \times h = \mathbf{54,00 \text{ cm}^2}$$

✓ **La Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 f_{t28} b \cdot d / f_e = 1,47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

a. La vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Fissuration non préjudiciable : } \overline{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit la poutre la plus sollicitée ; } \mathbf{T_{\max} = 245.81 \text{ KN}}$$

Avec : $b = 30\text{cm}$; $d = 40.5\text{cm}$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 2.023 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. Calcul de la section des armatures transversales :

• **choix du diamètre :** On a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 16\right) = 12.85 \text{ mm}$$

On prend : T8 (HA.F_eE400MPa)

$$A_{tfe} / b \times S_t \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa}\right] \Rightarrow A_t \geq 1.01 \times 30 \times 36,5 / 400 = 2.76 \text{ cm}^2$$

Soit : **6T8 = 3.02 cm²**

- Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min(0,9.d, 40\text{cm}) = 36.5 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_{tfe} / 0,4.b = (3,02 \times 400) / (0,4 \times 30) = 100.66 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 36,5 \text{ cm}$$

- Espacement exigé par le RPA :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(45/4, 12 \times 1,6) = 11.25 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{En zone nodale.}$$

$$S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante.}$$

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 3,02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$$L_{\max} / 5 : \text{ Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : } 1,00 \text{ m}$$

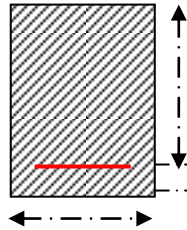
$$L_{\max} / 4 : \text{ Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : } 1,25 \text{ m}$$

➤ **Ferrailage des poutres secondaires :**

32.5cm

2.5cm

30cm

**B)- L'étude des Poutres secondaires :**

On va prendre les moments max dans le portique le plus sollicité et on calcul le ferrailage de toute les poutres

- **Tableau V-2 :** Exemple de calcul des armatures longitudinales

Section en (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{tu} max (KN.m)	M _{au} max (KN.m)	M _{ts} max (KN.m)	M _{as} max (KN.m)	M _{t acc} max (KN.m)	M _{a acc} max (KN.m)
30*35	42.06	-47.39	37.11	-34.76	36.98	-107.66

►ELU

- En travée

M_{ut} = 42.06 KN.m

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

h = 0,35 m ; b = 0,30 m ; d = 0,9 × h = 0,315m

f_{c28} = 25MPa ; f_{t28} = 2,1MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; σ_{st} = 348MPa

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b_b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{42.06 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.16} = 0.099 \rightarrow \mu = 0.099$$

μ < μ_c = 0.186 ⇒ pas d'acier comprimé.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.298 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_s} = \frac{42.06 \times 10^3}{29.8 \times 348} = 4.05 \text{ cm}^2$$

A = 4.05 cm² Soit 3HA14 ⇒ A_s = 4.62 cm²

✓ **Ferrailage sur appui :**

Selon la combinaison : **G + Q + Ex**

$$M_{a \max} = 107.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{aacc}}{b_b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{107.66 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.315)^2 \times 14.16} = 0.255 \rightarrow \mu = 0.255$$

$$\mu_R = 0,392$$

$0,186 < \mu < \mu_R \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

on se trouve dans le domaine 2-a ,

$$\alpha = 0.375$$

$$Z = 0,267 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_{aacc}}{Z \times \sigma_s} = \frac{107.66 \times 10^3}{26.7 \times 400} = 10.08 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A = 10.08 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3\text{HA16} + 3\text{HA14} \Rightarrow \mathbf{A_s = 10.65 \text{ cm}^2}$$

On adopte La section d'armature sur appui :

$$\mathbf{A_s = 3\text{HA16} + 3\text{HA14} \Rightarrow \mathbf{A_s = 10.65 \text{ cm}^2}$$

On adopte La section d'armature pour travée :

$$\mathbf{A_s = 3\text{T14} = 4.62 \text{ cm}^2}$$

✓ La vérification du ferrailage des poutres principales :

- Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \times h = 0,005 \times 35 \times 30 = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2}$$

- Section maximale (RPA) :

$$A_{\max} = 4\% b \times h = \mathbf{42,00 \text{ cm}^2}$$

✓ La Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 f_{t28} b \cdot d / f_e = 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

a. La vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Fissuration non préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit la poutre la plus sollicitée ; } \mathbf{T_{\max} = 213.58 \text{ KN}}$$

$$\text{Avec : } b = 30 \text{ cm} \text{ ; } d = 31.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 2.26 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. Calcul de la section des armatures transversales :

• **choix du diamètre :** On a :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right) = 12.85 \text{ mm}$$

On prend : T8 (HA.F_eE400MPa)

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq 1.13 \times 30 \times 28.35 / 400 = 2.40 \text{ cm}^2$$

Soit : **5T8 = 2,51 cm²**

- Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0,9.d, 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0,4.b = (2,51 \times 400) / (0,4 \times 30) = 83.66 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 28.35 \text{ cm}$$

- Espacement exigé par le RPA :

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (35/4, 12 \times 1,4) = 8.75 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 35 / 2 = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 8 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

NB : Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

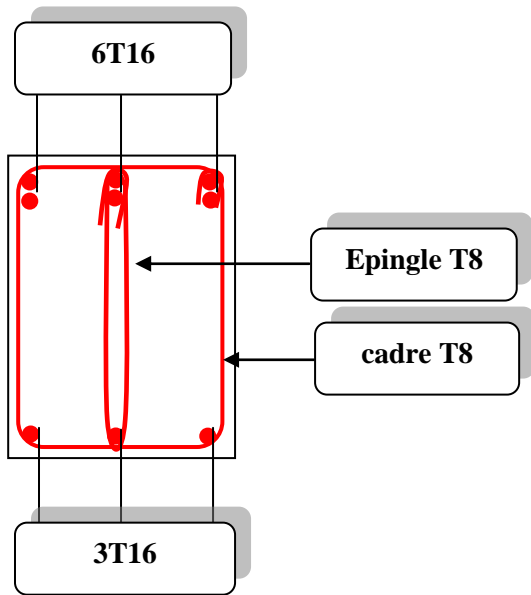
$L_{\max} / 5$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 1,00m

$L_{\max} / 4$: Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1,25m

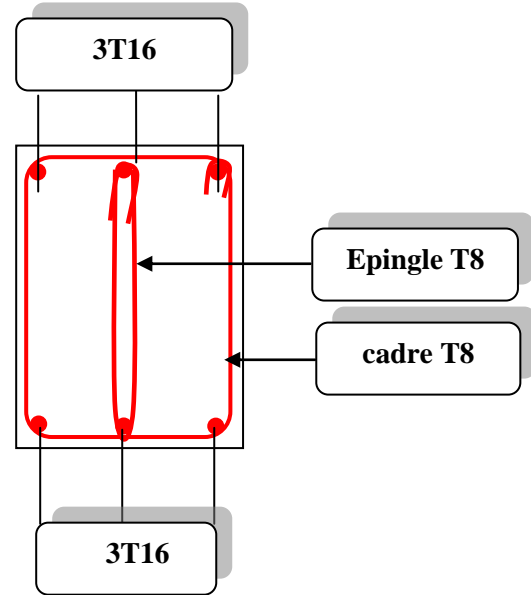
Schéma des ferrailages des poutres:

➤ **Poutres principale : (30x45) cm²**

En travée : 3T16
Sur appui : 6T16



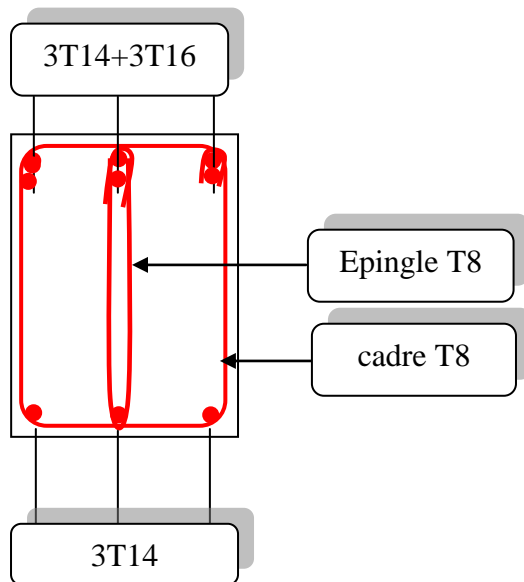
En appuis



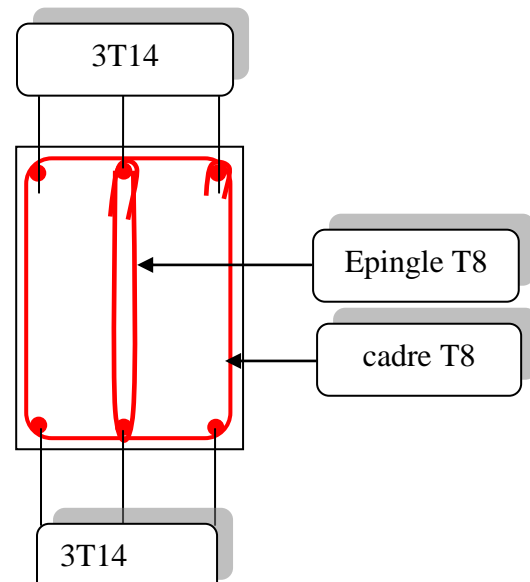
En travée

➔ **Poutres secondaire (30x35) cm²**

En travée : 3T14
Sur appui : 3T14+3T16



En appuis



En travée

V. 2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

Tableau (V. 1): caractéristiques mécanique des matériaux

V. 2.1 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

➤ **Selen . C.B.A 93:**

ELU1,35 G + 1,5 Q

ELS G + Q

➤ **Selen RPA 99** (situation accidentelle)

G + Q ± E

0,8G ± E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N^{\max} : $M^{\text{correspondant}}$

N^{\min} : $M^{\text{correspondant}}$

M^{\max} : $N^{\text{correspondant}}$

V. 2.2 Recommandations de RPA99 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimale sera de 0.8%(zone II).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm .
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I et II).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I et II).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V. 2.3 Ferrailage longitudinal :

❖ Ferrailage minimum d'après CBA :

$$A \geq A_{CNF} \text{ (Condition de non fragilité)} = 0.23 b_0 d \cdot f_{t28} / f_e$$

étage	6-7-8-9	3-4-5	RDC-1-2
A_{CNF}	2,20	2,71	3,28

❖ Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :

Le pourcentage minimale de l'acier sera de 0.8% (zone II)

étage	6-7-8-9	3-4-5	RDC-1-2
A_{CNF}	12.8	16	19.2

❖ Ferrailage maximum :(zone II)

Le pourcentage maximal de l'acier sera de 4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- Zone de recouvrement

étage	6-7-8-9	3-4-5	RDC-1-2
A_{CNF}	96.00	120	144

- zone courante :

étage	6-7-8-9	3-4-5	RDC-1-2
A_{CNF}	64.00	80.00	96.00

V. 2.4 Armatures transversales Article 7.4.2.2 de RPA :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (7.1)$$

Avec :

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales donc la valeur est déterminée dans la formule (7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

❶ dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10 \varnothing_1, 15\text{cm}) \text{ en zone I et II}$$

❷ dans la zone courante :

$$t \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I et II}$$

où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec λ_g est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_1$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

V. 2.5.Résultat des sollicitations :

Les efforts (M,N) obtenues avec le logiciel ROBOT 2014 sont donnés dans les tableaux suivantes :

- Sélection des M et N pour chaque niveaux

- Les Poteaux non adhérents aux voiles :

		N _{max} et My _{correspond} Mz _{correspond}		
étage/élément	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	c
RDC(06)	1706.54	-18.23	-2.26	ELU
1(569)	1480.61	-65.57	-7.88	ELU
2(773)	1273.44	-58.84	-7.84	ELU
3(916)	1073.70	-49.37	-8.42	ELU
4(1059)	883.76	-60.70	-9.76	ELU
5(1202)	701.28	-65.27	-10.69	ELU
6(1345)	520.75	-47.44	-10.02	ELU
7(1488)	344.03	-57.67	-10.81	ELU
8(618)	173.04	-62.79	-12.90	ELU
9(663)	140.77	9.87	-28.87	ELU

		N _{correspond} Mz _{corr} et M _y max		
étage/élément	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	c
RDC(8)	76.48	78.38	-7.25	ACC
1(591)	-9.52	100.22	3.15	ACC
2(795)	35.23	107.67	4.33	ACC
3(938)	58.12	-83.85	-4.97	ACC
4(1081)	90.18	91.44	5.53	ACC
5(1224)	88.82	-96.75	-6.41	ACC

6(1367)	78.23	-57.99	-5.56	ACC
7(1519)	82.79	-86.82	-16.50	ACC
8(649)	84.10	-55.29	-1.71	ACC
9(663)	25.51	-48.13	0.24	ACC

		N _{correspond} My _{corr} et Mz _{max}		
étage/élément	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	c
RDC(37)	803.72	-22.89	-43.45	ACC
1(600)	682.31	-8.36	-74.91	ACC
2(804)	565.23	-12.42	-89.90	ACC
3(947)	464.12	-11.47	-89.63	ACC
4(1090)	372.05	-13.69	-93.12	ACC
5(1233)	289.46	-19.16	-96.61	ACC
6(1376)	211.58	-17.40	-84.68	ACC
7(1519)	134.79	-21.66	-85.34	ACC
8(649)	53.52	-12.57	-70.16	ACC
9(664)	101.89	-20.88	-52.05	ACC

		N _{min} et My _{corr} ; Mz _{corr}		
étage/élément	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	c
RDC(8)	57.27	-55.54	-1.25	ACC
1(600)	-88.54	-103.14	-17.90	ACC
2(804)	-165.74	-43.28	6.45	ACC
3(947)	-118.74	-55.59	7.05	ACC
4(1090)	-74.36	-52.66	10.12	ACC

5(1233)	-31.36	-54.91	10.98	ACC
6(1376)	7.81	-48.18	8.95	ACC
7(1519)	14.39	-35.50	11.49	ACC
8(649)	9.50	-34.19	9.65	ACC
9(659)	-45.04	40.40	-11.37	ACC

Tableau (V. 2) : les sollicitations (M.N) des poteaux nonadhérents voiles.

• **Les Poteaux adhérents voiles :**

	N _{max} et M _{correspond} Mz _{correspond}			
étage/élément	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	c
RDC(22)	1090.02	-4.94	17.45	ELU
1(585)	968.72	-10.08	17.17	ELU
2(789)	827.93	-14.06	13.84	ELU
3(939)	667.67	-46.83	-4.71	ELU
4(1082)	561.56	-47.97	-3.71	ELU
5(1225)	448.94	-48.71	-2.87	ELU
6(1368)	327.07	-35.80	-1.93	ELU
7(1511)	238.06	-34.40	-2.40	ELU
8(626)	147.57	2.32	20.10	ELU
9(662)	71.43	-17.66	-9.18	ELU

	N _{correspond} Mz _{corr} et M _y max			
étage/élément	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	c
RDC(32)	1967.94	121.22	1.37	ACC
1(592)	170.43	-78.18	-8.02	ACC
2(796)	224.33	-90.28	-7.17	ACC
3(939)	221.72	-74.86	-5.76	ACC

4(1082)	406.38	-74.43	-4.91	ACC
5(1224)	354.25	-72.87	-3.47	ACC
6(1368)	299.99	-49.28	-2.30	ACC
7(1504)	134.97	43.99	-4.60	ACC
8(634)	49.81	-57.96	8.87	ACC
9(662)	73.66	-19.81	-8.05	ACC
		N _{correspond} My _{corr} et Mz _{max}		
étage/élément	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	c
RDC(14)	1931.34	5.37	59.33	ACC
1(587)	718.72	2.53	39.31	ACC
2(780)	291.62	2.82	-43.11	ACC
3(947)	304.88	2.59	-42.24	ACC
4(1066)	499.10	2.69	-42.05	ACC
5(1215)	392.97	-25.72	-41.05	ACC
6(1352)	363.05	-0.31	-35.06	ACC
7(1495)	282.48	-0.70	-31.76	ACC
8(625)	178.94	-4.56	-41.18	ACC
9(664)	54.94	-9.30	-29.65	ACC
		N _{min} et My _{corr} ; Mz _{corr}		
étage/élément	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	c
RDC(40)	266.06	-17.48	5.00	ACC
1(603)	-508.13	25.13	3.23	ACC
2(804)	-299.09	15.28	2.33	ACC
3(799)	417,68	19,27	-16,38	ACC
4(950)	-136,00	9,24	2,09	ACC
5(1093)	-49,01	4,61	1,71	ACC
6(1228)	-92,00	-46,52	0,69	ACC
7(1519)	-137,83	-33,50	-0,33	ACC
8(1514)	-142,69	-31,34	-1,00	ACC
9(659)	-90,63	-37,91	-2,73	ACC

Tableau (V. 3) : les sollicitations (M.N) des poteaux adhérent voiles.

N.B : C dans les tableaux exprime les combinaisons d'actions :

C 1 : 1,35 G + 1,5Q , C 2 : G + Q ± E , C 3 : 0,8 G ± E

V. 2.7 Détermination des armatures longitudinales :

La quantité de ferrailage (par face) des poteaux est montrée dans les tableaux suivants :

On utilise le logiciel de calepette de robot qui contient les règles de BAEL91 REV99.

	N _{max} et My _{correspond} Mz _{correspond}				N _{correspond} Mz _{corr} et M _y max			
étage	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	A _s	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	A _s
RDC	1706.54	-18.23	-2.26	8.00	76.48	78.38	-7.25	7.8
1	1480.61	-65.57	-7.88	8.00	-9.52	100.22	3.15	10.6
2	1273.44	-58.84	-7.84	8.00	35.23	107.67	4.33	8.8
3	1073.70	-49.37	-8.42	7.00	58.12	-83.85	-4.97	7.2
4	883.76	-60.70	-9.76	7.00	90.18	91.44	5.53	7.2
5	701.28	-65.27	-10.69	7.00	88.82	-96.75	-6.41	8.00
6	520.75	-47.44	-10.02	7.00	78.23	-57.99	-5.56	8.00
7	344.03	-57.67	-10.81	7.00	82.79	-86.82	-16.50	8.00
8	173.04	-62.79	-12.90	7.00	84.10	-55.29	-1.71	8.00
9	140.77	9.87	-28.87	7.00	25.51	-48.13	0.24	8.00
	N _{correspond} My _{corr} et Mz _{max}				N _{min} et My _{corr} ; Mz _{corr}			
étage	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	A _s	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	A _s
RDC	803.72	-22.89	-43.45	8.00	57.27	-55.54	-1.25	8.00
1	682.31	-8.36	-74.91	8.00	-88.54	-103.14	-17.90	11.6
2	565.23	-12.42	-89.90	8.00	-165.74	-43.28	6.45	8.00
3	464.12	-11.47	-89.63	8.00	-118.74	-55.59	7.05	8.00
4	372.05	-13.69	-93.12	8.00	-74.36	-52.66	10.12	7.00
5	289.46	-19.16	-96.61	8.00	-31.36	-54.91	10.98	7.00
6	211.58	-17.40	-84.68	8.00	7.81	-48.18	8.95	7.00
7	134.79	-21.66	-85.34	8.00	14.39	-35.50	11.49	7.00
8	53.52	-12.57	-70.16	8.00	9.50	-34.19	9.65	7.00
9	101.89	-20.88	-52.05	8.00	-45.04	40.40	-11.37	7.00

Tableau (V. 2) : les sollicitations (M.N) des poteaux non adhérent aux voiles.

	N _{max} et My _{correspond} Mz _{correspond}				N _{correspond} Mz _{corr} et M _y max			
étage	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	A _s	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	A _s
RDC	1090.02	-4.94	17.45	8.00	1967.94	121.22	1.37	8.00
1	968.72	-10.08	17.17	8.00	170.43	-78.18	-8.02	8.00
2	827.93	-14.06	13.84	8.00	224.33	-90.28	-7.17	8.00
3	667.67	-46.83	-4.71	7.2	221.72	-74.86	-5.76	8.00
4	561.56	-47.97	-3.71	7.2	406.38	-74.43	-4.91	7.2
5	448.94	-48.71	-2.87	7.2	354.25	-72.87	-3.47	7.2
6	327.07	-35.80	-1.93	7.2	299.99	-49.28	-2.30	7.2
7	238.06	-34.40	-2.40	7.2	134.97	43.99	-4.60	6.4
8	147.57	2.32	20.10	6.4	49.81	-57.96	8.87	6.4
9	71.43	-17.66	-9.18	6.4	73.66	-19.81	-8.05	6.4
	N _{correspond} My _{corr} et Mz _{max}				N _{min} et My _{corr} ; Mz _{corr}			
étage	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	A _s	N(KN)	My(KN.M)	Mz(KN.M)	A _s
RDC	1931.34	5.37	59.33	8.00	266.06	-17.48	5.00	8.8
1	718.72	2.53	39.31	8.00	-508.13	25.13	3.23	14.8
2	291.62	2.82	-43.11	8.00	-299.09	15.28	2.33	8.8
3	304.88	2.59	-42.24	7.2	417.68	19,27	-16,38	8.00
4	499.10	2.69	-42.05	7.2	-136,00	9,24	2,09	8.00
5	392.97	-25.72	-41.05	7.2	-49,01	4,61	1,71	7.2
6	363.05	-0.31	-35.06	7.2	-92,00	-46,52	0,69	7.2
7	282.48	-0.70	-31.76	7.2	-137,83	-33,50	-0,33	6.4
8	178.94	-4.56	-41.18	6.4	-142,69	-31,34	-1,00	6.4
9	54.94	-9.30	-29.65	6.4	-90,63	-37,91	-2,73	6.4

Tableau (V. 3) : les sollicitations (M.N) des poteaux adhérent aux voiles.

V. 2.8 Choix des barres pour les poteaux non adhérent aux voiles :

étage	$A_s(\text{sollicitation})$	$A_s \text{ max RPA}$	$A_s \text{ min RPA}$	$A_s \text{ (CNF)}$	$A_s \text{ adopte}$	Choix des barres
RDC	8.80	120	19.2	3,28	20.36	4HA16+8HA14
1	8.80	120	19.2	3,28	20.36	4HA16+8HA14
2	8.80	120	19.2	3.28	20.36	4HA16+8HA14
3	8.00	100	16	2,71	18,48	12HA14
4	8.00	100	16	2,71	18,48	12HA14
5	8.00	100	16	2,71	18,48	12HA14
6	8.00	80	12.8	2,20	15.21	4HA14+8HA12
7	8.00	80	12.8	2,20	15.21	4HA14+8HA12
8	8.00	80	12.8	2,20	15.21	4HA14+8HA12
9	8.00	80	12.8	2,20	15.21	4HA14+8HA12

Tableau (V. 4) : Choix des barres des poteaux non adhérent aux voiles.

étage	$A_s(\text{sollicitation})$	$A_s \text{ max RPA}$	$A_s \text{ min RPA}$	$A_s \text{ (CNF)}$	$A_s \text{ adopte}$	Choix des barres
RDC	8.80	120	19.2	3,28	20.36	4HA16+8HA14
1	8.80	120	19.2	3.28	20.36	4HA16+8HA14
2	8.80	120	19.2	3.28	20.36	4HA16+8HA14
3	8.00	100	16	2,71	18,48	12HA14
4	8.00	100	16	2,71	18,48	12HA14
5	8.00	100	16	2,71	18,48	12HA14
6	8.00	80	12.8	2,20	15.21	4HA14+8HA12
7	8.00	80	12.8	2,20	15.21	4HA14+8HA12
8	8.00	80	12.8	2,20	15.21	4HA14+8HA12
9	8.00	80	12.8	2,20	15.21	4HA14+8HA12

Tableau (V. 5) : Choix des barres des poteaux adhérent aux voiles.

V. 2.9 Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement conventionnelle calculé dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA99})$$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant sous combinaison sismique de la section étudiée

b_o : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale à :

❶ Selon le C.B.A : Art A .5.1.2.1 :

$\tau_u < \min (0,2 f_{c28}/\gamma \text{ 4MPa}) \dots\dots$ pour une fissuration peu nuisible

$\tau_u < \min (3,33 ; 4\text{MPa}) = 3,33 \text{ Mpa}$.

❷ Selon RPA99 : Art 7.4.3.1 :

$$\tau_b = \rho_0 f_{c28}$$

$$\rho_0 = 0,075 \quad \text{si } \lambda > 5$$

$$\rho_0 = 0,040 \quad \text{si } \lambda < 5$$

Détermination de ρ_a :

On prend le cas le plus défavorable $\rho_0 = 0,040$

étage	V_u [Mpa]	τ_u	λ	ρ_b	τ_{ub} [Mpa]	$\tau_u \leq \tau_{ub}$
RDC	0,074	0,342	7,14	0.04	1.00	vérifie
1	0,134	0,620	5,35	0.04	1.00	vérifie
2	0,158	0,731	5,35	0.04	1.00	vérifie
3	0,082	0,455	5,35	0.04	1.00	vérifie
4	0,155	0,861	5,35	0.04	1.00	vérifie
5	0,150	0,833	5,35	0.04	1.00	vérifie
6	0,118	0,819	5,35	0.04	1.00	vérifie
7	0,110	0,763	5,35	0.04	1.00	vérifie
8	0,082	0,569	5,35	0.04	1.00	vérifie
9	0,035	0,243	5,35	0.04	1.00	vérifie

On $\tau_{u\max} = 0,861 < 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ donc la condition de C.B.A (A.5.1.2.1) est vérifiée.

V. 2.10. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- ✓ la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- ✓ la contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
- ✓ les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme de la flexion composée suivant à l'ELS

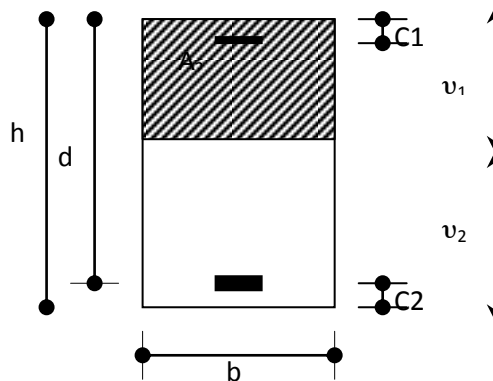
Nous avons les notions suivantes :

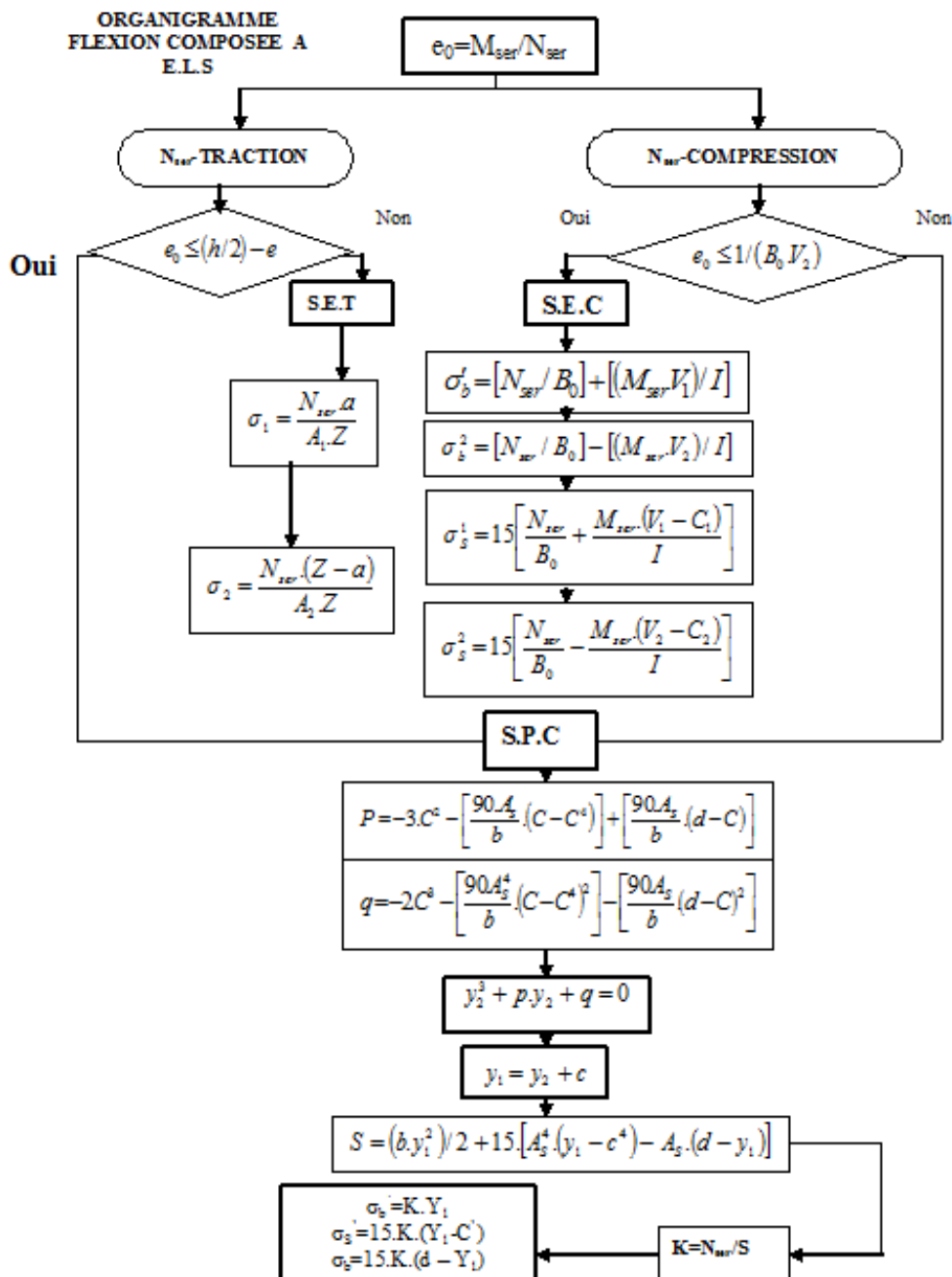
$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1 (v_1 - c_1)^2 + A_2 x(v_2 - c_2)^2)$$





Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Niveau	Section	Ns (kN)	Ms(kN.m)	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	observation
RDC	60x40	1112.72	26.97	15	5,62	vérifiée
1	60x40	964.55	-46.29	15	3.42	vérifiée
2	60x40	829.49	47.24	15	5.17	vérifiée
3	50x40	787.60	41.35	15	3.75	vérifiée
4	50x40	575.53	-42.21	15	4.94	vérifiée
5	50x40	456.74	50.84	15	5.32	vérifiée
6	40x40	339.09	37.12	15	3.23	vérifiée
7	40x40	224.14	-40.06	15	8.77	vérifiée
8	40x40	112.73	46.52	15	0.22	vérifiée
9	40x40	102.69	27.93	15	0.17	vérifiée

Tableau (V. 6) : Vérification al' ELS

V. 2.11. Armatures transversales :➤ **choix du diamètre :**

On à : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l = 5.33mm$

On adopte un cadre : **T8**

L'espacement : D'après RPA99 (art 7.4.2.2) l'espacement des armatures transversales en zone II St est fixe comme suit :

- ✓ dans la zone nodale $\leq \text{Min} (10 \varnothing_1, 15cm)$ en zone I et II
- ✓ dans la zone courante $t' \leq 15 \varnothing_1$ en zone I et II

Où \varnothing est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ **L'espacement :**

- ✓ en zone nodale $t \leq 12cm$

On prend une valeur de $t=10cm$

- ✓ en zone courante
 $t \leq 18 cm$

On prend la valeur de $t = 15cm$.

*** On vérifié la condition préconise par le RPA99 :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad \text{RPA99 (Art 7.4.2.2)}$$

ρ_a : est un coefficient correcteur.

t : l'espacement des armatures transversales

➤ **Détermination de ρ_a :**

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \right) = 7.14 \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

➤ **Détermination de A_t :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot v_u}{h_1 \cdot f_e} \times t = \frac{2.5 \times 165.86 \cdot 10^{-3}}{0.60 \times 400} \times 0.15 = 2.59 \text{ cm}^2$$

Soit 6T8 $\Rightarrow A_t = 3,02 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{tb_1} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

On a $\lambda_g = 7,14 \Rightarrow A_t / t b_1 = 0,55\% \geq 0.3\%$

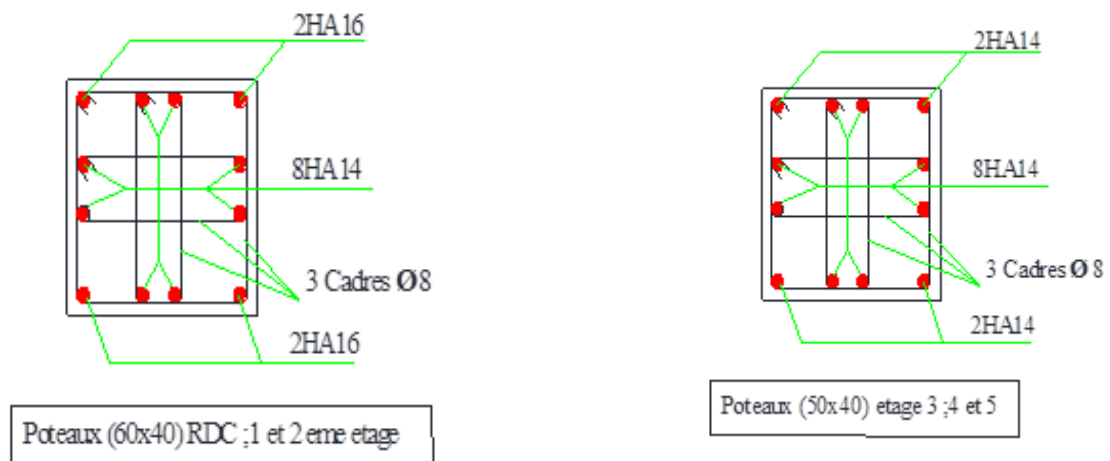
Donc la condition est vérifiée.

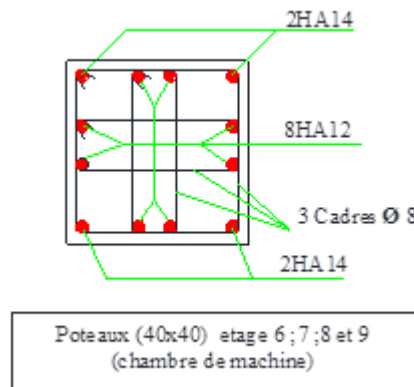
Détermination de la longueur de la zone nodale :

$h'_{RDC} = \max (h_e/6 ; b_1 ; 60\text{cm}) = \max (67.5\text{cm} ; 60\text{cm} ; 60\text{cm}) = 70 \text{ cm}$

$h'_{\text{étage courant}} = \max (h_e/6 ; b_1 ; 60\text{cm}) = \max (51\text{cm} ; 60\text{cm} ; 60\text{cm}) = 60 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage des poteaux:





V.3.Ferrailage des voiles

Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie

intégrante de ces dernières on aura finalement un seul élément en section en : U, I, T.L selon La disposition des murs (murs intérieurs ou pignon).

Prescriptions pour le ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

a- Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b- Prescription pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

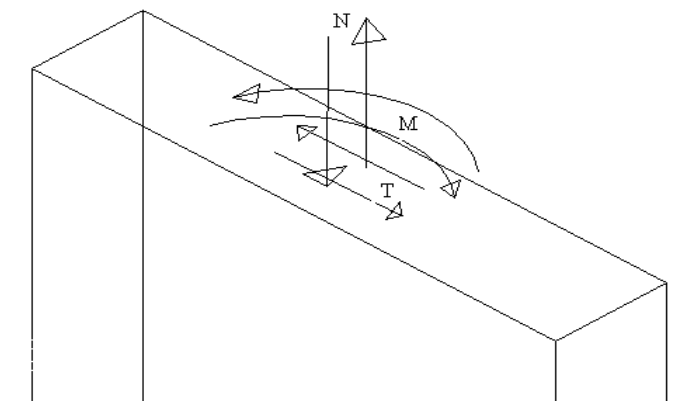
c- Prescriptions communes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre Φ_t des épingles est :
 - $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$.
 - $\Phi_t = 8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.



« Voile soumis à la flexion composée »

-Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = N/S \pm M \times Y/I$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

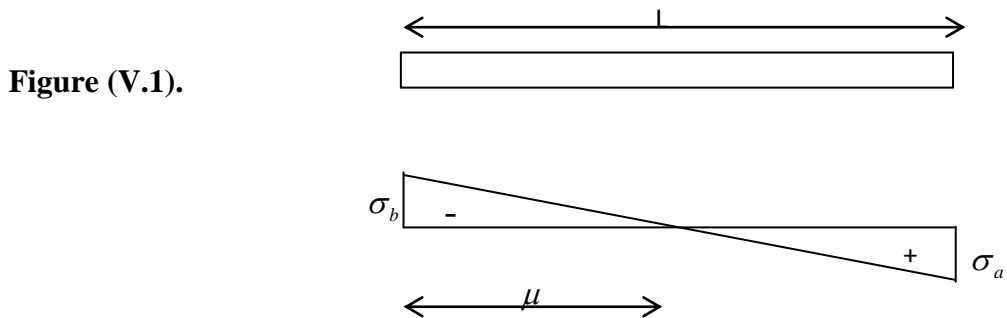
Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

A- Section partiellement comprimée (tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :



$$\text{Tang}\alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

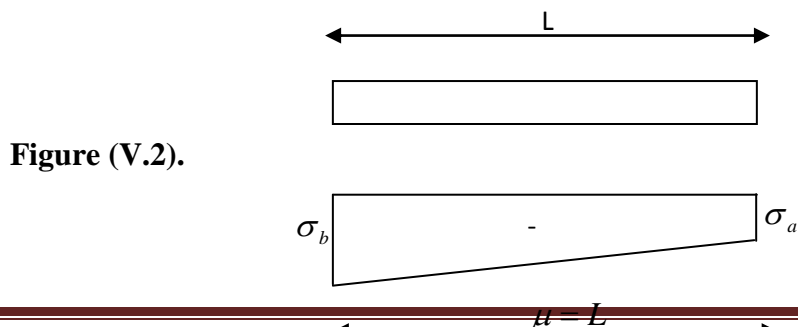
La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]}$$

B- Section entièrement tendue :

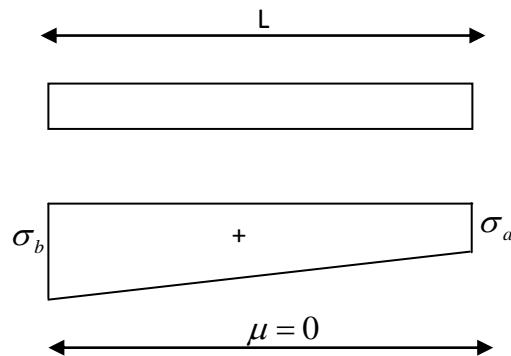
Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à : $T = 0.5 \times (\sigma_b \times \sigma_a) \times \mu \times b$

La section d'armature est : $A_s = T / \left[\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)\right]$



C- Section entièrement comprimée :

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

Figure (V.3).**- Combinaisons de calcul :**

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$\mathbf{G+Q \pm E}$$

$$\mathbf{0.8G \pm E}$$

- Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courante et about) pour toute la largeur du voile:

Vérification vis à vis de RPA :

$A_{\min}=0.15\%b.h$ globalement dans la section du voile

NB : Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

(Le ferrailage sera fait pour 1 ml pour une seule face)

Remarque : Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en 3 zones ;

- ✓ Zone I : RDC. 1^{ème} 2^{ème} étage.
- ✓ Zone II : 3^{ème} 4^{ème} 5^{ème} étage.
- ✓ Zone III 6^{ème} 7^{ème} 8^{ème} étage

Voile	L	N(t) KN	M(t) KN.M	T. KN	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ min}}$ RPA	As adopter	barres z. d'about	barres Z.
-------	---	---------	--------------	-------	--	---------------------------	---------------	----------------------	--------------

						(cm ²)	(cm ²)		courante
P1	1.20	918,51	-22,64	53,24	11.24	3.60	11.78	10 HA10	5 HA10
P2	3.00	-586,09	-339,95	160,25	10.31	9.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P3	3.00	-802,93	-332,23	198,62	13.07	9.00	14.64	10 HA10	6 HA12
P4	1.20	449,35	-24,35	58,98	2.83	3.60	11.78	10 HA10	5 HA10
P5	3.30	-1395,63	292,13	218,84	12.64	9.90	13.50	10 HA10	5 HA12
P6	2.00	-898,04	77,05	57,88	7.73	6.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P7	1.80	387,49	-14,52	199,87	6.64	5.40	11.78	10 HA10	5 HA10
P8	0.45	-162,56	-0,77	-2,67	5.63	1.35	11.78	10 HA10	5 HA10
P9	0.45	-162,56	-0,77	-2,67	5.63	1.35	11.78	10 HA10	5 HA10
P10	2.00	-1019,39	61,51	155,31	7.85	6.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P11	3.30	-1369,81	293,30	223,76	13.17	9.90	16.96	10 HA12	6 HA12
P12	3.30	-1174,71	567,40	290,81	9.29	9.9	11.78	10 HA10	5 HA10
P13	3.30	-22,13	637,74	342,05	12.80	9.90	11.78	10 HA10	5 HA10

Tableau (V. 1) : Résultat de ferrailage longitudinal pour la zone I

Voile	L	N(t)	M(t)	T	A _{s cal} (cm ²)	A _{s min} RPA	As adopter	barres z. d'about	barres Z. courante
P1	1.20	205,34	-30,93	30,51	6.32	3.60	11.78	10 HA10	5 HA10
P2	3.00	-370,72	-67,70	142,98	10.57	9.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P3	3.00	-518,15	-125,33	166,40	11.74	9.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P4	1.20	52,94	-2,20	24,72	6.65	3.60	11.78	10 HA10	5 HA10
P5	3.30	-956,69	118,38	144,05	12.87	9.90	11.78	10 HA10	5 HA10
P6	2.00	-849,60	-33,87	-5,57	6.53	6.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P7	1.80	-116,14	-60,64	175,32	2.39	5.40	11.78	10 HA10	5 HA10
P8	0.45	-93,03	1,68	5,90	4.31	1.35	11.78	10 HA10	5 HA10
P9	0.45	-28,78	6,59	10,19	9.20	1.35	11.78	10 HA10	5 HA10
P10	2.00	-849,60	-33,87	-5,57	6.53	6.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P11	3.30	-743,61	45,31	66,62	7.74	9.90	11.78	10 HA10	5 HA10

P12	3.30	-928,49	104,84	157,48	11.10	9.9	11.78	10 HA10	5 HA10
P13	3.30	-862,74	186,19	183,45	0.73	9.90	11.78	10 HA10	5 HA10

Tableau (V. 2) : Résultat de ferrailage longitudinal pour la zone II

Voile	L	N(t)	M(t)	T	$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ min}}$ RPA	A_s adopter	barres z. d'about	barres Z. courante
P1	1.20	-231,05	-30,10	16,40	6.33	3.60	11.78	10 HA10	5 HA10
P2	3.00	-203,72	232,21	100,17	9.13	9.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P3	3.00	-268,08	186,33	102,49	10.07	9.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P4	1.20	-31,87	3,00	11,57	6.42	3.60	11.78	10 HA10	5 HA10
P5	3.30	-501,07	250,12	89,82	9.12	9.90	11.78	10 HA10	5 HA10
P6	2.00	-450,14	-59,71	8,17	7.12	6.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P7	1.80	-192,77	24,95	67,41	9.10	5.40	11.78	10 HA10	5 HA10
P8	0.45	-9,94	4,31	12,35	6.40	1.35	11.78	10 HA10	5 HA10
P9	0.45	-9,94	4,31	12,35	6.40	1.35	11.78	10 HA10	5 HA10
P10	2.00	-402,31	39,32	12,20	7.11	6.00	11.78	10 HA10	5 HA10
P11	3.30	-494,85	237,53	98,54	9.50	9.90	11.78	10 HA10	5 HA10
P12	3.30	-498,82	288,84	51,59	9.50	9.9	11.78	10 HA10	5 HA10
P13	3.30	-569,06	253,76	125,17	1.31	9.90	11.78	10 HA10	5 HA10

Tableau (V. 3) : Résultat de ferrailage longitudinal pour la zone III

- **Exemple de calcul :**

Voile	L	N(t) KN	M(t) KN.m	T KN	b (m)	Y(m)
P2	3.00	-586,09	-339,95	160,25	0.20	1.50

$$I=0.2 (3.00)^3/12=0.45 \text{ m}^4$$

$$\sigma_a = -2109.98 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_b = 156.35 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{section partiellement comprimée})$$

$$\mu = 2.64 \text{ m}$$

$$T = (156.35 \times 2.64 \times 0.2) / 2 = 412.76 \text{ KN.}$$

$$A_s = (412.76 / 400) \times 10 = 10.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA}} = 0.15 \times 3 \times 0.2 = 9 \text{ cm}^2$$

*** Espacement des armatures verticales :**

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

- Vérification au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1.4V/bd.$$

V: effort tranchant à la base du refond.

b : la longueur de la section (épaisseur du voile).

$$d = 0.9h.$$

h= hauteur de la section.

$$\bar{\tau} = \text{Min}\{0.13f_{c28}; 4\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{1.4 \times 342.05 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.90} = 2.66 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Calcul de ferrailage horizontal :

D'après le BAEL91 on a :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) (\sin \alpha + \cos \beta)} \times b$$

$$\tau_0 = 0.3f_{ij}^* \times K \quad ; \quad f_{ij}^* = \{f_{ij}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

K=0 cas de reprise de bétonnage.

$$\alpha = 90^\circ : S_t \leq (1.5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

On adopte $S_t = 20 \text{ cm.}$

$$A_t \geq \frac{\tau \times St \times b}{0.9 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{2.66 \times 20 \times 20}{0.9 \left(\frac{400}{1.15} \right)} = 3.39 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99, le pourcentage minimal exigé pour la partie courante qui doit être armée d'un carrelage d'armature en double nappe est :

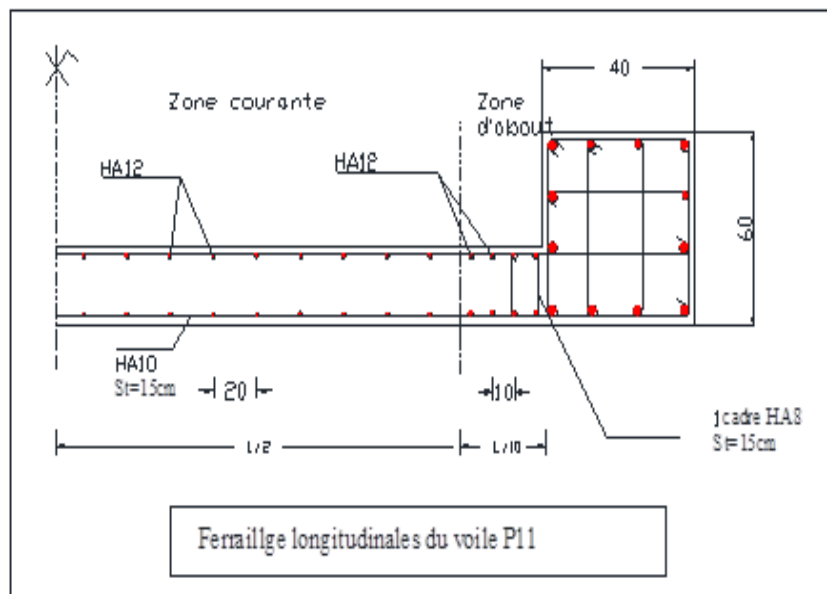
- pour : $\tau \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = 0.0015 b.h.$
- pour : $\tau > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = 0.0025 b.h.$

On a : $\tau = 2.66 \text{ MPa} > 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5.00 \text{ cm}^2.$

Choix des barres

$A_{st} = 5 \text{ cm}^2 \text{ ml/face} \Rightarrow$ Soit: 7HA10/ml/face donc $A_s = 5.50 \text{ cm}^2 \text{ ml/face}.$

Ferrailage des voiles :



CHAPITRE VI

Étude De L'infrastructure

VI.1- Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VI.2-Étude des longrines :

VI.2.1 Introduction

Les longrines sont généralement des éléments en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui servent à relier les Fondations superficielles ou les semelles sur pieux ainsi que les amorces poteaux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments

VI.2.2 Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol. La construction se trouve sur un site classé S₂ alors la section minimale :(25cm x 30cm) pour notre structure nous adopterons les dimensions suivantes :

b = 40cm, h =40cm.

VI.2.3 Ferrailage longitudinale des longrines:

VI.2.3.1 État limite ultime:(selon article 10.1.1 b du RPA)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces qui est égale à :

$$F = N_{u \max} / \alpha \geq 20 \text{ kN (RPA 99 Version 2003)}$$

$\alpha = 12$: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$N_{u \max}$: l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$N_{u \max}$: 1282.48KN

$F = 1282.48 / 12 = 106.87 > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{106.87 \times 10}{250} = 4.27 \text{ cm}^2$$

VI.2.3.2 État limite service:

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e, \max\left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta f_t}\right))$$

$$\eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} ; N_{ser} = 933.99 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / A_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\Rightarrow A_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / \bar{\sigma}_s = (933.99 \times 10 / 12) / 240 = \mathbf{3,24 \text{ cm}^2}$$

VI.2.3.3 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq b.d.f_{t28}/f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} / f_e = 400 \text{ Mpa} / d = 37 \text{ cm} / b = 40 \text{ cm}$$

$$A_s \geq \frac{40 \times 37 \times 2.1}{400} = 7.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \mathbf{7.77 \text{ cm}^2}$$

VI.2.3.4 Recommandation du RPA 99 Version 2003 :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de : (20 cm, 15 ϕ).

$$\text{Donc : } A_{s \text{ RPA}} = \mathbf{0,006 \times 40 \times 40 = 9.60 \text{ cm}^2}$$

$$A_s = \max(A_s; A_{ser}; A_{s \text{ min}}; A_{\text{RPA}}) = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{4HA12 + 4HA14 \text{ avec } A_s = 10.68 \text{ cm}^2}$$

VI.2.4 Armatures transversales :**VI.2.4.1 Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante

$$: \phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de longrine.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t \max} \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35}; 14; \frac{400}{10} \right) = 11.40 \text{ mm}$$

$$\phi_{t \max} \leq 11,43 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

VI.2.4.2 Espacement des armatures transversales (les cadres) :

D'après le règlement RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)

$$St \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \Phi_L) \rightarrow St = \min (20 \text{ cm}; 15 \times 1,4) = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } St = 15 \text{ cm}$$

VI.2.5 Disposition des armatures :

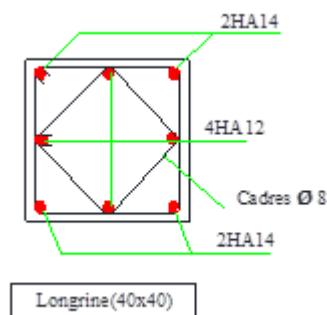


Figure VII- 1: Schéma de ferrailage de longrine

VI.3--Étude des fondations

VI.3.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles sont destinées à transmettre au sol, de façon uniformément répartie, les sollicitations dues aux poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux contraintes exercées par le vent et les secousses sismiques. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ♦ Type d'ouvrage construire.
- ♦ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ♦ La capacité portante du terrain de fondation.
- ♦ La charge totale transmise au sol.
- ♦ L'aspect économique.
- ♦ La facilité de réalisation.

VI.3.1.2 Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

1. Semelles (isolées et filantes)
2. Radier.
3. Fondation profonde (Pieux)

Lorsque la surface occupée par la fondation type semelle isolée dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant (radié).

VI .3.1.3 Combinaisons des charges :

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- Selon le BAEL91 :
 - $1,35G+1,5Q$ (Ferrailage des semelles)
 - $G + Q$ (Vérification de la contrainte du sol).
- Selon le RPA99 version 2003 : Article (10.1.4.1)
 - $G + Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$

VI.3.1.4 Réactions à la base de la structure

Les efforts globaux obtenus par le logiciel robot à la base de l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal N [KN]	Moment M_x [KN.m]	Moment M_y [KN.m]
1,35G+1,5Q	93484,93	774273,34	1186422,85
G + Q	68602,25	568300,01	870590,89
0,8G ± E	50209,79	415372,33	706923,54
G + Q ± E	68580,30	566730,05	940375,88

Tableau VI- 1: Réaction à la base de la structure.

VI .3.1.5 Données de l'étude :

La contrainte admissible du sol d'assise fournie par les études géotechniques est de 3 bars.

VI .3.1.6 Profondeur d'ancrage des fondations :(Formule Empirique)

La profondeur d'ancrage d'une construction est donnée par la formule suivante :

$$D \geq \frac{ht}{10} \Rightarrow \frac{31.62}{10} = 3.16 \text{ m} ; \text{ on opte } D = 3.5 \text{ m}$$

Avec :

h_t : hauteur totale de l'ouvrage.

D : profondeur d'ancrage de fondations.

VI.3.2 Semelles Filantes :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N_{serv}}{\sigma_{sol}}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} N_{service} = 68602,25 \text{ KN} \\ \sigma_{sol}^- = 3 \text{ bars} = 300 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N_{service}}{\sigma_{sol}^-} = \frac{68602,25}{300} = 228.67 \text{ m}^2$$

S_s : Surface totale (nécessaire) des semelles = 228.67 m²

S_b : Surface total du bâtiment (à la base de la tour) = 25.80 x 16 = 412.80 m²

• **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{228.67}{412.80} = 0.55 \rightarrow \frac{S_s}{S_b} = 55\% > 50\%$$

On en déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui conduit au chevauchement des semelles. Cela nous amène à opter pour un radier nervuré comme fondation .Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

- ♦ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- ♦ La réduction des tassements différentiels.
- ♦ La facilité de l'exécution.

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment et du moment créé par la charge sismique.

VI .3.3 Radier nervuré :

Un radier général est une fondation constituée par une dalle éventuellement nervurée, s'étendant en plan sur la totalité de la surface occupée par la construction.

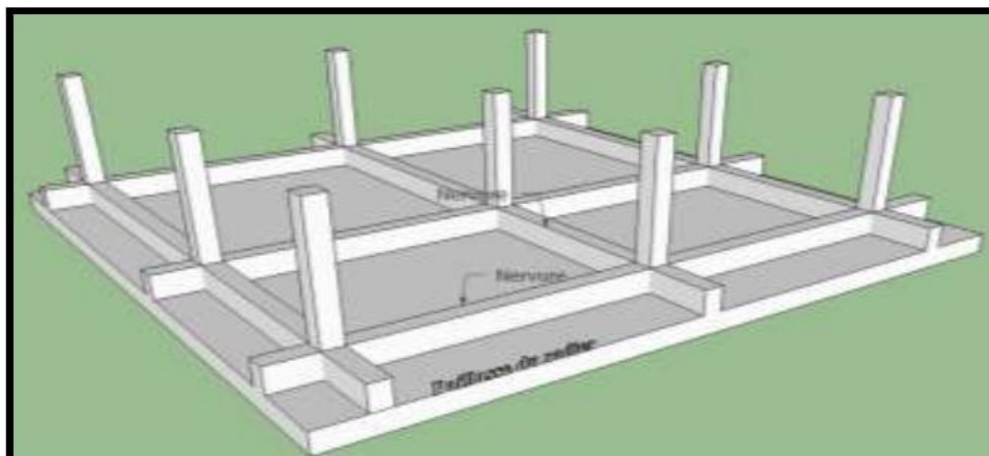


Figure VII- 2 : Vue en 3D un radier.

VI .3.3.1 Étude du radier :

Les efforts dans le radier sont à déterminer à partir des réactions exercées par le sol de fondation, lesquelles sont elles-mêmes fonction de la déformabilité du radier et de la compressibilité du sol. Le problème ainsi posé est en général est très complexe. Ce n'est que dans certains cas particuliers qu'il peut être abordé à partir de l'étude de la poutre reposant sur le sol élastique, le sol joue le rôle d'un ressort d'un coefficient de raideur K , il existe une formule empirique pour estimer ce dernier, cette formule est généralement utilisé par les numériciens lors de la modélisation en éléments fini des ouvrages géotechniques et elle est tirée des essais dynamiques in-situ :

$$K \approx 1.20x\sigma_{sol}^- = 1.20 \times 300 = 36000 \text{ KN/ m}^3$$

σ_{sol}^- : La contrainte admissible du sol.

K : Coefficient de raideur du sol.

VI .3.3.2 Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{\max}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}}^- \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}^-}$$

$$S_{\text{Radier}} = S_{\text{base de la tour}} + P_{\text{érimètres}} \times D$$

$$S_{\text{Radier}} = 412.80 + 83.60 \times D$$

Avec :

S_r : Surface du radier. / S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment. / D : débordement.

VI .3.3.3 Calcul du D (débordement) :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}^-}$$

$$S + P \times D \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}^-}$$

$$412.8 + 83.60 \times D \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}^-}$$

$$D \geq \left(\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}^-} - 412.8 \right) \times \frac{1}{83.60} \Rightarrow D \geq \left(\frac{68602,25}{300} - 412.8 \right) \times \frac{1}{83.60} \Rightarrow D \geq 2.20 \text{ m}$$

On opte : D=2.50 m

VI .3.3.4 Vérification des dimensions du radier:

$$S_{\text{Radier}} = 412.8 + 2,5 \times 83.60 = 621.8 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 621.8 \text{ m}^2 \geq \frac{N_{\text{max}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{93484,93}{300} = 311.62 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Radier}} = 621.8 \text{ m}^2 \geq 311.62 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

N : effort maximal ultime.

S_r : Surface du radier.

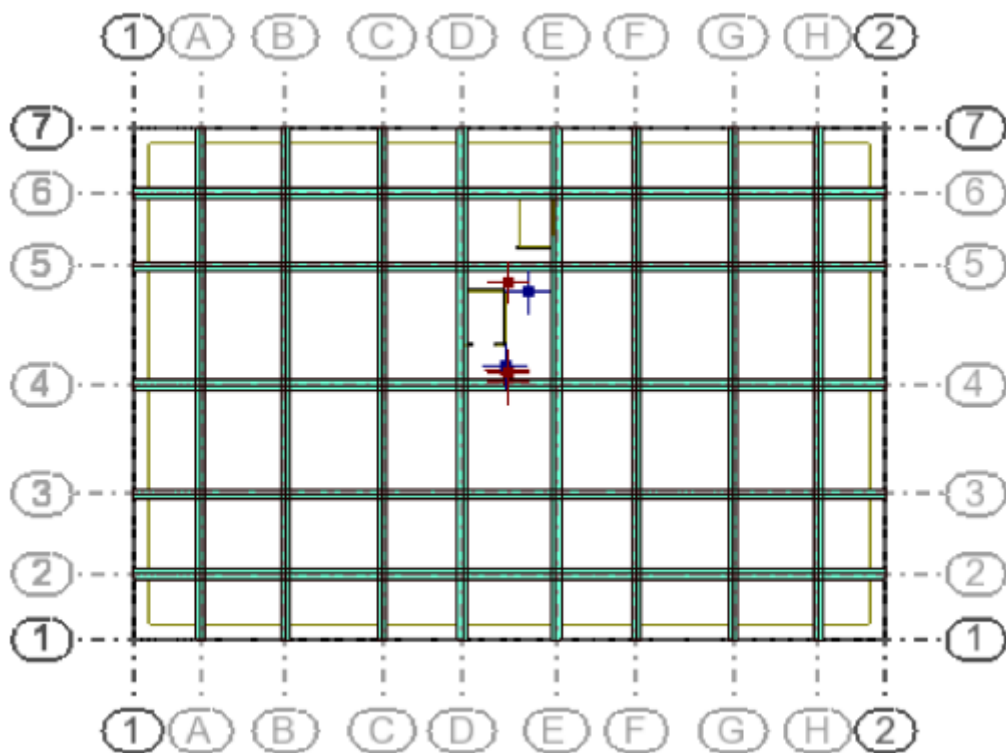


Figure VI- 1: Vue en plan du radier.

VI .3.3.5 Pré dimensionnement du radier :**A. Formules Empiriques :**

Un radier peut être considéré comme rigide si, en première approximation l'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- Pour les nervures, de hauteur h et de portée l₁ entre axes des poteaux :

$$h \geq \frac{L_1}{10} \Rightarrow h \geq \frac{4.90}{10} = 0.49 \text{ m}$$

On opte $h=0.6$ m

Pour la dalle, d'épaisseur h_0 et de portée l_2 entre axes des nervures :

$$h \geq \frac{L_2}{10} \Rightarrow h \geq \frac{4.90}{10} = 0.49 \text{ m}$$

On opte $h=0.8$ m

L'épaisseur h_0 doit en outre être telle que la résistance à l'effort tranchant puisse être assurée sans qu'on ait besoin d'armatures transversales pour reprendre cet effort. Dans le cas d'un radier rigide, le calcul est généralement mené en considérant une répartition linéaire des réactions du sol. En toute section, le moment de flexion et l'effort tranchant sont déterminés à partir des charges et des réactions appliquées d'un même côté de cette section.

B. Condition de raideur (Rigidité) :

Pour un radier rigide, on doit vérifier :

$$\begin{cases} L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \end{cases}$$

L_e : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol (Coefficient de réaction mécanique).

b : largeur du radier.

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e \geq \frac{2 \times 4.9}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3.12 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12} \quad L_{\max} = 5 \text{ m, } E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2, \quad K = 36000 \text{ KN/m}^3$$

D'où:

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.k.L_{\max}^4}{E.\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.36000.4.9^4}{3.21 \times 10^7 .\pi^4}} = 0.68 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 0,70 \text{ m}$.

C. Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier pour une bande de largeur $b=1\text{m}$ et une épaisseur d doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = 0,05f_{cj}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = \frac{N_{\max}}{S} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

D'où :

N : L'effort normal maximal revenant au radier.

S : La surface totale du radier

L_{\max} : est la plus grande portée entre nus d'appuis.

$$T_{\max} = \frac{93484,93 \times 10^{-3}}{656,21} \times \frac{4,3}{2} = 0,31 \text{ MN}$$

$$T_{\max} = 0,31 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau} \Rightarrow b \geq \frac{T_{\max}}{d.\bar{\tau}} = \frac{0,31}{1 \times 1,25} = 0,248 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h \geq 0,248 \Rightarrow h \geq \frac{0,248}{0,9} = 0,27 \text{ m}$$

On opte $h = 40 \text{ cm}$.

VI .3.3.6 Choix final de dimensions du radier :

Afin de répondre aux trois conditions (A, B, C) citées auparavant nous avons adopté pour les dimensions du radier :

- ♦ Hauteur de la nervure $h = 90 \text{ cm}$.
- ♦ Hauteur de la table du radier $h_0 = 70 \text{ cm}$.
- ♦ Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

VI .3.3.7 Vérification du radier :

VI .3.3.7.1 Vérification de l'effet de sous pression

Elle est jugée nécessaire justifier la stabilité du bâtiment vis-à-vis du soulèvement sous l'effet de la sous-pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma_w Z S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{KN/m}^3$).

Z : Profondeur de l'infrastructure ($z = 3,5 \text{m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 656.21 \text{m}^2$)

$$W = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{voile}} + G_{\text{AMORCEPOTEAU}} + G_{\text{REMBLAI}} + G_{\text{longrine}} + G_{\text{dalle flottante}}$$

$$W = 142833.423 \text{ KN}$$

$$\alpha \gamma Z S_r = 1,5 \times 10 \times 3.5 \times 656,21 = 34451.025 \text{ KN}$$

$\alpha \gamma Z S_r = 34451.025 \text{ KN} < 142833.423 \text{ KN}$. \rightarrow La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

VI .3.3.7.2 Vérification du poinçonnement :

Une vérification locale concernant le non-poinçonnement aux droits du voile le plus sollicité et le poteau le plus sollicité est nécessaire car ces derniers constituent des charges concentrées par rapport à l'ensemble (radié).

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle, sous l'action des forces localisées, il ya lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

Pour vérifier le non-poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c h_r f_{c28}$$

Avec ;

P_u : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

h_r : Épaisseur du radier.

Dans notre cas le poteau central le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante:

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

$$P_u = 1282.48 \text{ KN} = 1.28 \text{ MN}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2 h_r)$$

a, b: Dimensions du poteau.

$$\mu_c = 2 \times (0,4 + 0,6 + (2 \times 0,70)) = 4,80 \text{ m}$$

Donc : $P_u = 1,28 \text{ MN} < 0,045 \times 4,80 \times 0,70 \times 25 = 3,78 \text{ MN} \dots \dots \dots$ **Condition Vérifié.**

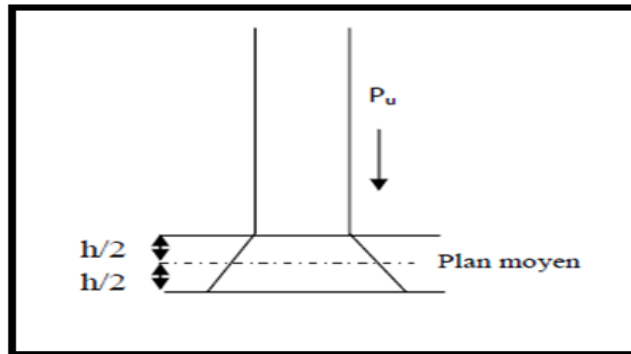


Figure VI- 2:Schéma de transmission des charges sur le radier.

Le voile le plus sollicité est le voile $V(x, y) = V(D, 2-3)$, de longueur 3,30 m Il transmet une charge :

$$P_u = 1753.72 \text{ KN} = 1,75 \text{ MN}.$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml) :

$$P_u / \text{ml} = 1,75 / 3,30 = 0,53 \text{ MN/ml}$$

$$\mu_c = 2(L + b + 2 h_r)$$

L, b: Dimensions du voile.

$$\mu_c = 2 \times (3,30 + 0,20 + 2 \times 0,7) = 9,80 \text{ m}$$

$$0,045 \mu_c \cdot h_r \cdot f_{c28} = 0,045 \times 9,80 \times 0,70 \times 25 = 7,72 \text{ MN}$$

$P_u = 1,75 \text{ MN} < 7,72 \text{ MN} \dots \dots \dots$ Condition Vérifié.

VII .3.3.7.3 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible. Donc il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N_T}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

N_T : effort normal du aux charges verticales.

$$N_T = N + G_{\text{radier}} + G_{\text{voile}} + G_{\text{AMORCEPOTEAU}} + G_{\text{REMBLAI}} + G_{\text{longrine}} + G_{\text{dalle flottante}} = 151898.21 \text{ KN}$$

N : effort normal maximal à la base de la structure a L'ELS.

$$\sigma = \frac{151898.21}{656.21} = 231.47 \text{ kn/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 300 \text{ kn/m}^2 \dots \dots \dots$$
 CV

VI .3.3.8 Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : $0.8G \pm E$

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$.

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Combinaisons	Effort normal N [KN]	Moment M_x [KN.m]	Moment M_y [KN.m]
0,8G ± E	142833.423	415372,33	706923,54

Tableau VI- 2: Efforts exercés à la base de bâtiment à l'E.L.A.

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{415372,33}{142833.423} = 2,91 \text{ m} \leq \frac{B_x}{4} = \frac{31.10}{4} = 7,775 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{706923,54}{142833.423} = 4,95 \text{ m} \leq \frac{B_y}{4} = \frac{21.10}{4} = 5.275 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI .3.3.8.3 Vérification des contraintes sous le radier:

Sous les combinaisons ($G+Q \pm E$), on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times V_y + \frac{M_y}{I_y} \times V_x$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times V_y - \frac{M_y}{I_y} \times V_x$$

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M_x : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe X.

M_y : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe y.

S : section du radier ($S_{radier} = 656.21m^2$)

$V_x ; V_y$: L'axe neutre de radier.

I_x ; I_y : Inertie du radier dans le sens X et Y respectivement.

Données:

$$I_x = 125090.98 \text{ m}^4$$

$$; V_x = 15,55 \text{ m} ; V_y = 10,55 \text{ m}$$

$$I_y = 141547.85 \text{ m}^4$$

$$M_x = 566730,05 \text{ KN/m}^2 ; M_y = 940375,88 \text{ KN/m}^2 ; N = 142833.423 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = 368.76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 66.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 293.21 \text{ KN/m}^2 \leq 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié.}$$

VI .3.3.9 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc, on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

- Le calcul du ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité.
- Le calcul pour une bande de 1 m, d'épaisseur $h=70$ cm.
- Le calcul du ferrailage du radier se fera en flexion simple.

VI .3.3.9 Résultats de la modélisation du radier :

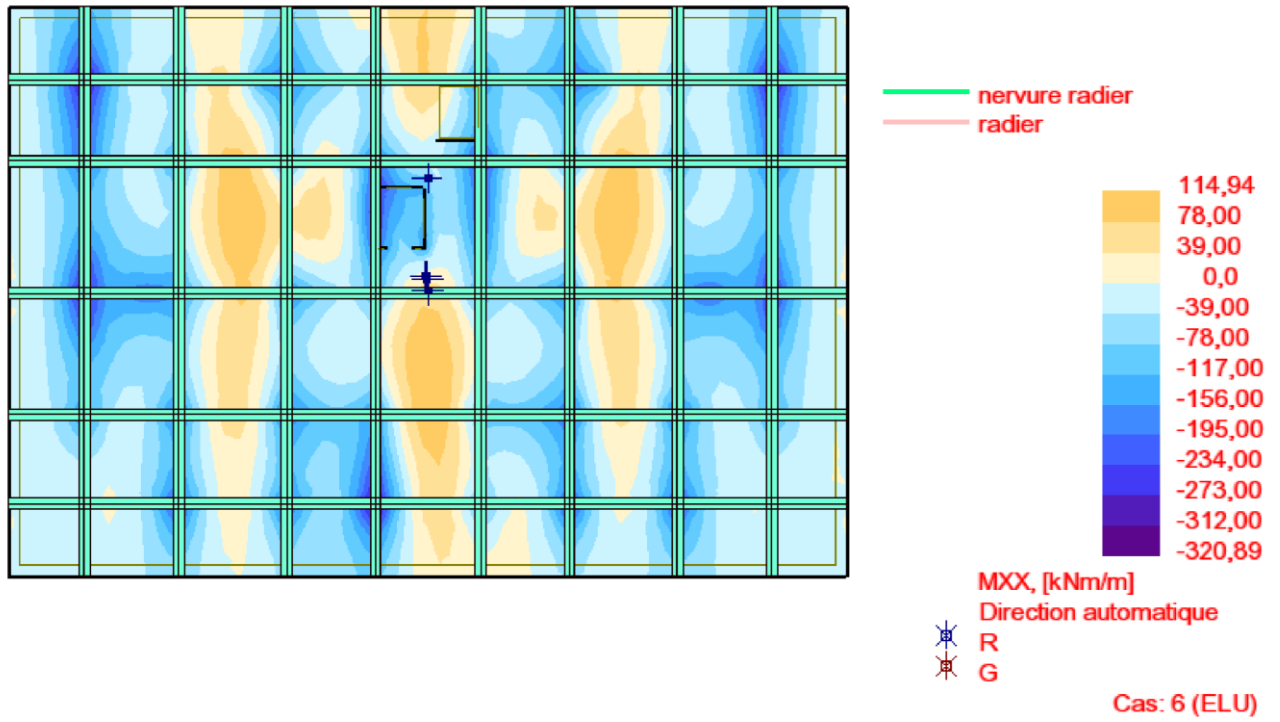


Figure VI- 3: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment Mxx «ELU».

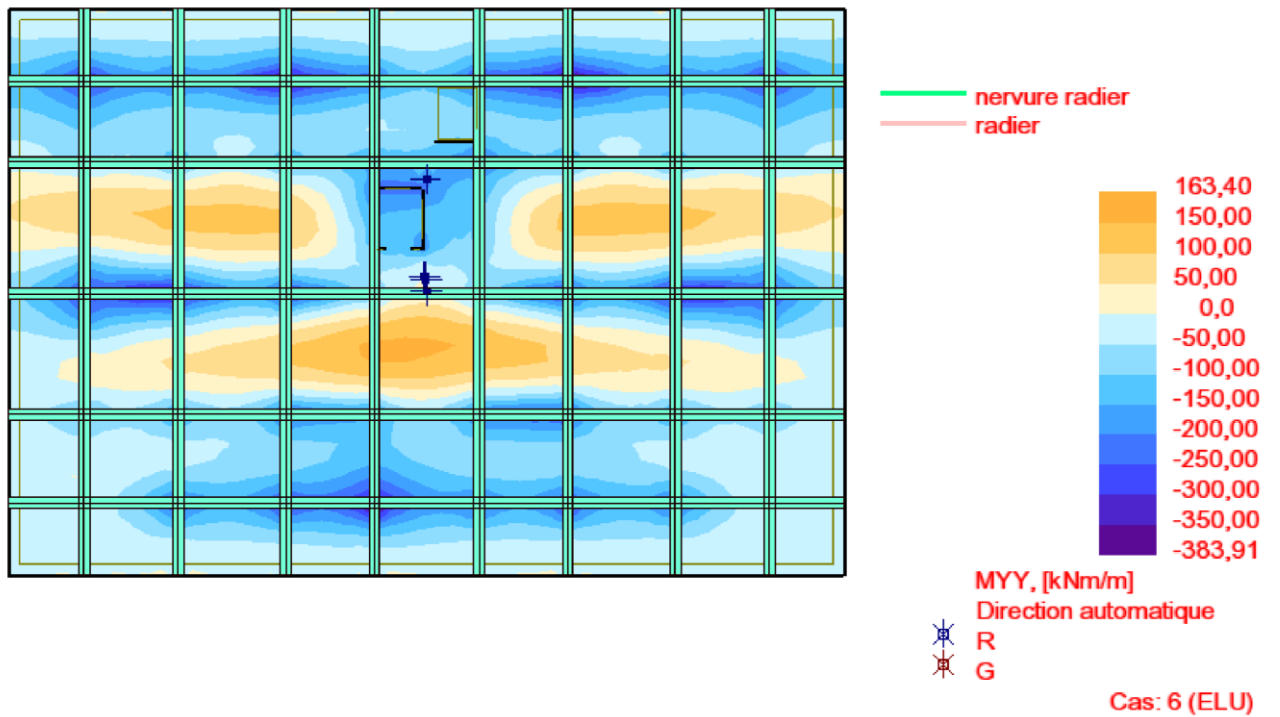


Figure VI- 4: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment Myy «ELU».

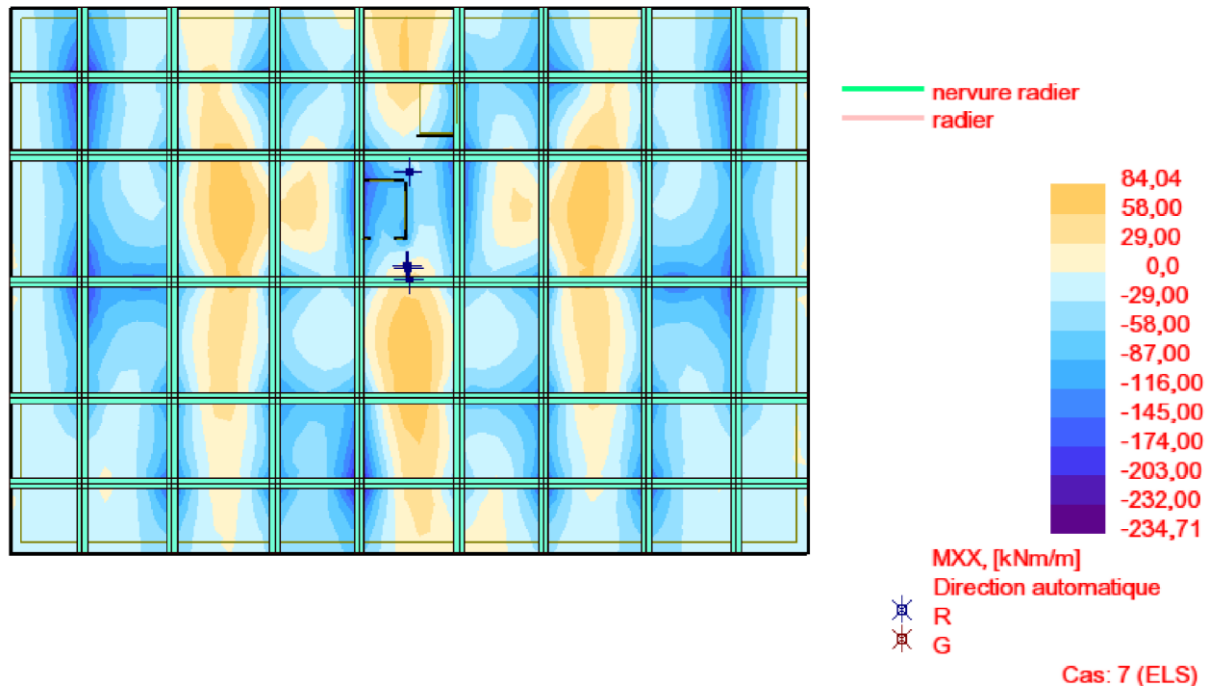


Figure VI- 5: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment Mxx «ELS».

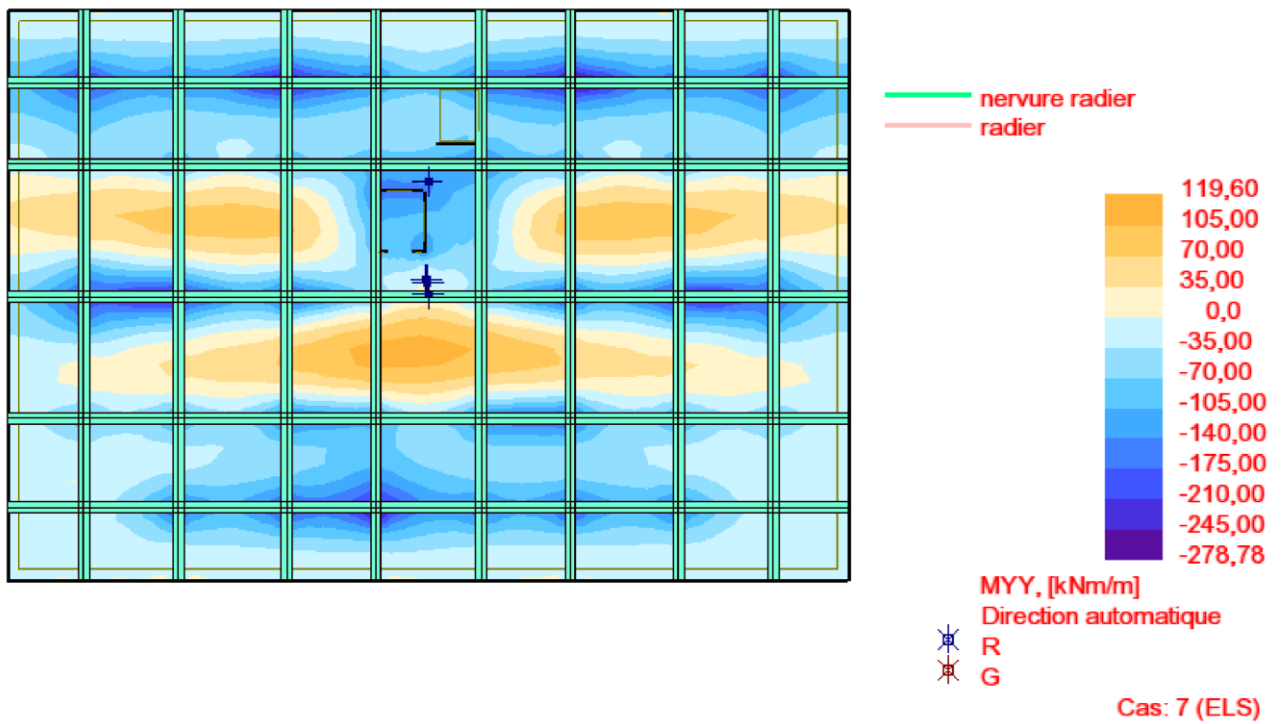


Figure VI- 6: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment Myy «ELS».

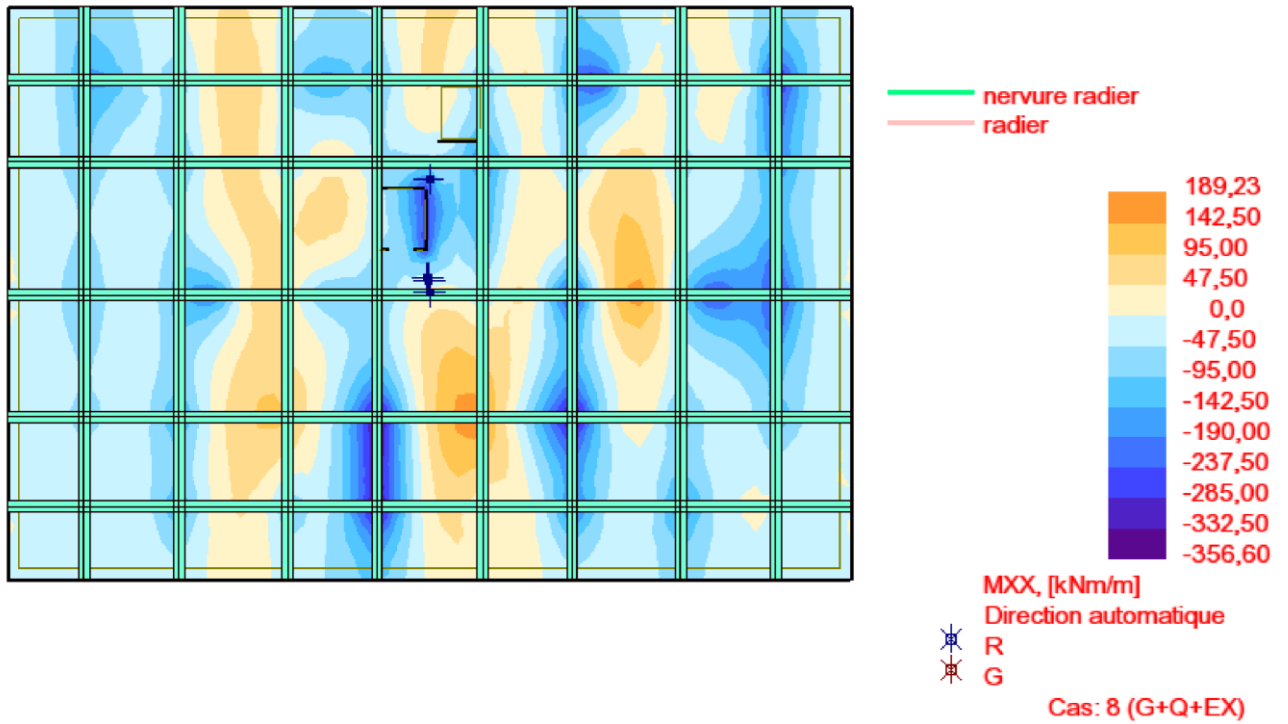


Figure VI- 7: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment Mxx «ELA».

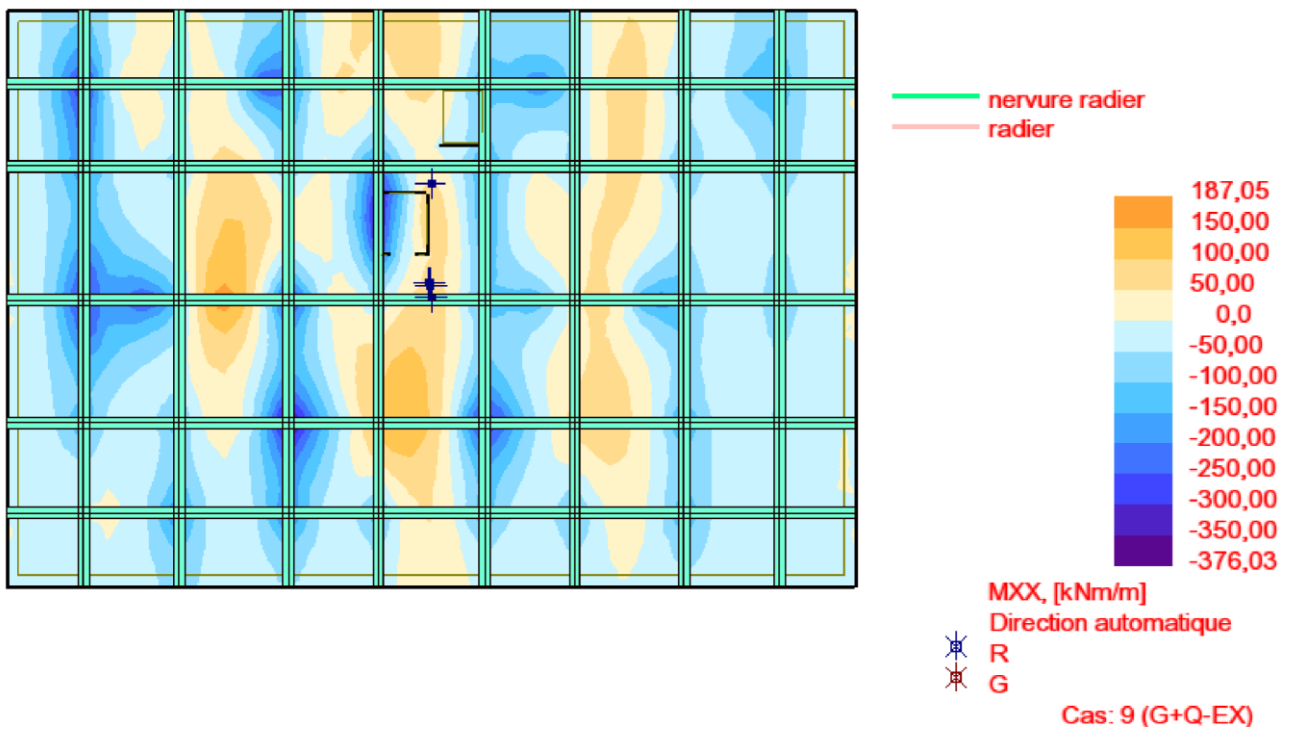


Figure VI- 8: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA».

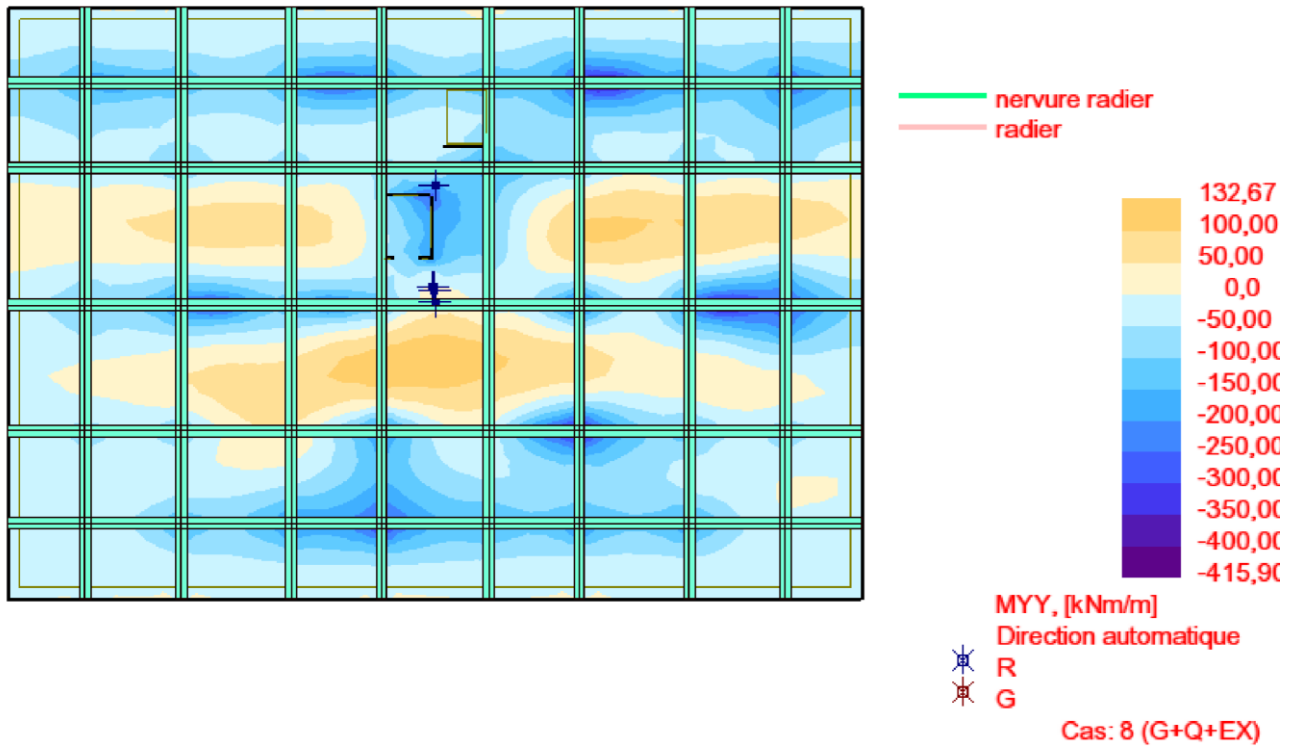


Figure VI- 9: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA».

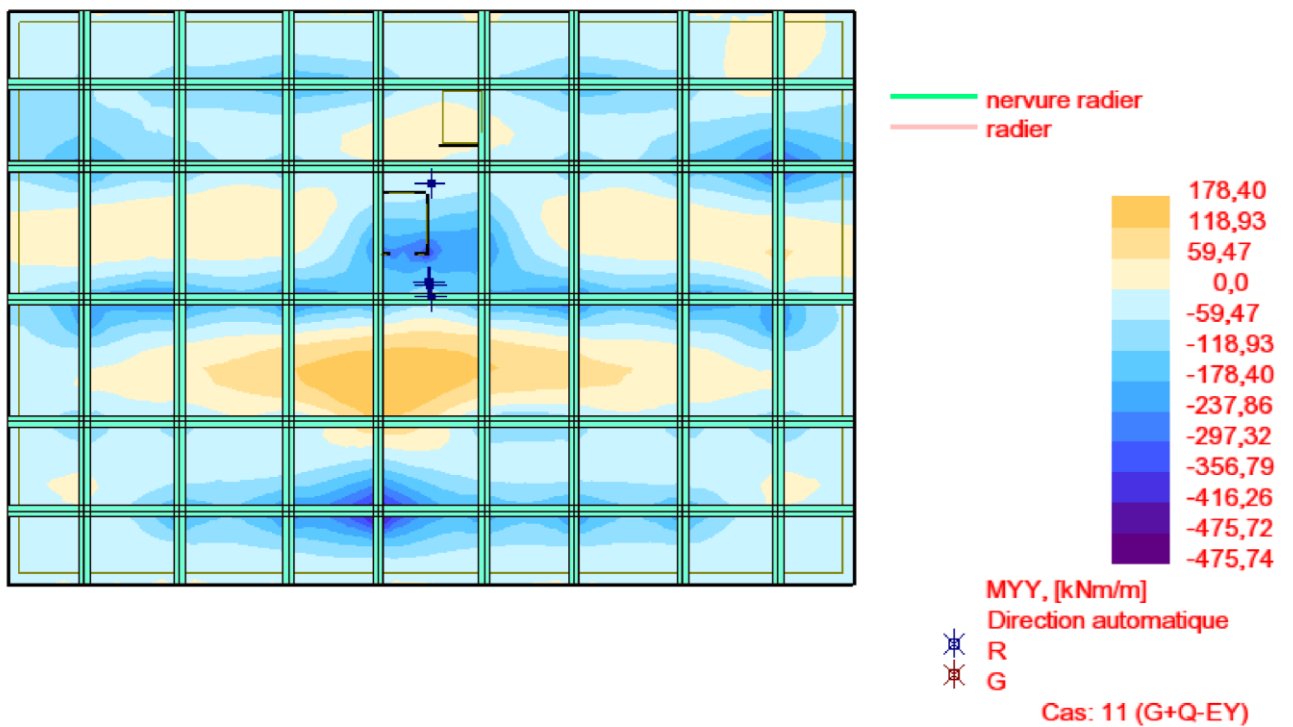


Figure VI- 10: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA».

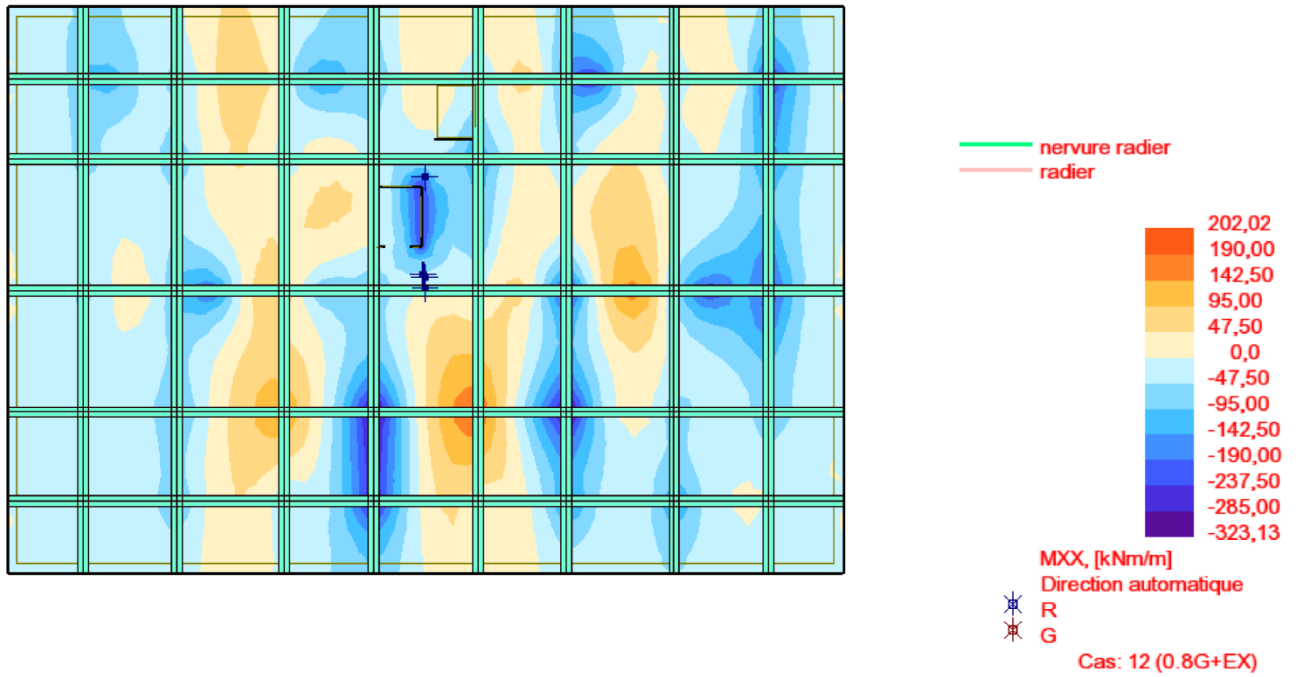


Figure VI- 11: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA».

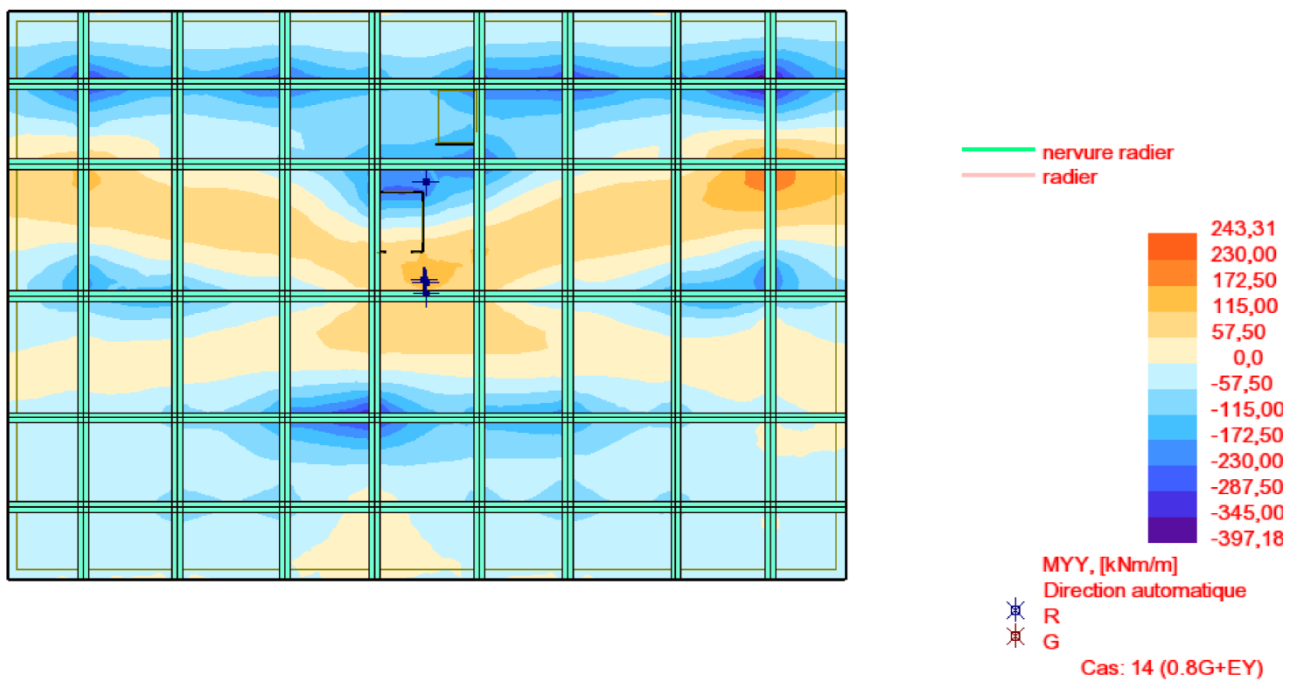


Figure VI- 12: Sollicitations agissantes sur le radier : Moment «ELA».

VI .3.3.9.1 Calcul du ferrailage de la dalle :

VI .3.3.9.1.1 Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage est se fait sur une bande de **1 ml**. On prend le moment maximal des combinaisons du BAEL et RPA que l'on a déjà citées.

Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

$$\begin{aligned}\gamma_b &= 1,5 \\ \gamma_s &= 1,15 \\ f_e &= 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} &= 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} &= 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= 14,20 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 348 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Situation accidentelles :

$$\begin{aligned}\gamma_b &= 1,15 \\ \gamma_s &= 1,00 \\ f_e &= 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} &= 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} &= 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} &= 21,74 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 400 \text{ MPa}\end{aligned}$$

A. En travées :

- **Ferrailage suivant Lx :**

$$M_{tx} = 202.02 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{202.02 \times 10^{-3}}{21.74 \times 1.00 \times (0.65)^2} = 0.022 \rightarrow \mu = 0.022 < \mu_{AB} = 0.372$$

→ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.028$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

- **Détermination des armatures :**

A

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{202.02 \times 10^3}{400 \times 0.988 \times 65} = 7.86 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- **Condition de non fragilité** : D'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$- A_{x \min} \geq \rho_0 \frac{3-(L_x/L_y)}{2} b \cdot h_0 = 0.0006 \frac{3-(31.10/21.10)}{2} \times 100 \times 70 = 3.20 \text{ cm}^2$$

$$- A_{y \min} \geq \rho_0 \cdot b \cdot h_0 = 0.0006 \times 100 \times 70 = 4.20 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximal des armatures** :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 70; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On adopte $\rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

- **Choix des armatures** : $A_{st} = 4\text{HA}16 = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Les tableaux suivants résument le calcul du ferrailage du panneau le plus sollicité :

sens	M_t (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	A_c al (cm ²)	A min (cm ²)	A_{rad} (cm ²)
x-x	202.02	100	65	0.022	0.028	0.088	7.86	3.20	4T16 = 8.04
y-y	243.21	100	65	0,026	0,032	0,086	9.40	4.20	5T16 = 10.05

Tableau VI- 3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en travée.

Se ns	M_a (KN.m)	b (cm)	d (cm ²)	μ	α	β	A_c al (cm ²)	A min (cm ²)	A_{rad} (cm ²)
x- x	376.03	100	65	0.041	0,052	0,0979	14.77	3.20	5T20 = 15.71
y- y	475.74	100	65	0,052	0,067	0,0973	18.80	4.20	6T20 = 18.85

Tableau VI- 4: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en appui.

- **Vérification des contraintes à L'ELS** :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé très préjudiciable,

Données :

M_{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)

Sens x-x	en travée	84.04	100	70	65	5	15	5.31	0
	Sur appuis	234.71	100	70	65	5	15	13.21	0
Sens y-y	en travée	119.60	100	70	65	5	15	7.22	0
	Sur appuis	278.78	100	70	65	5	15	9.96	0

Tableau VI- 5: Donnés de vérification a l'ELS.

NB : Donc les sections d'armatures choisis sont justifiées à l'ELS,

Sens x-x:

- en travée : 4HA16
- Sur appuis : 5HA20

Sens y-y :

- en travée : 5HA16
- Sur appuis : 6HA20

VI .3.3.9.1.2 Ferrailage transversal :

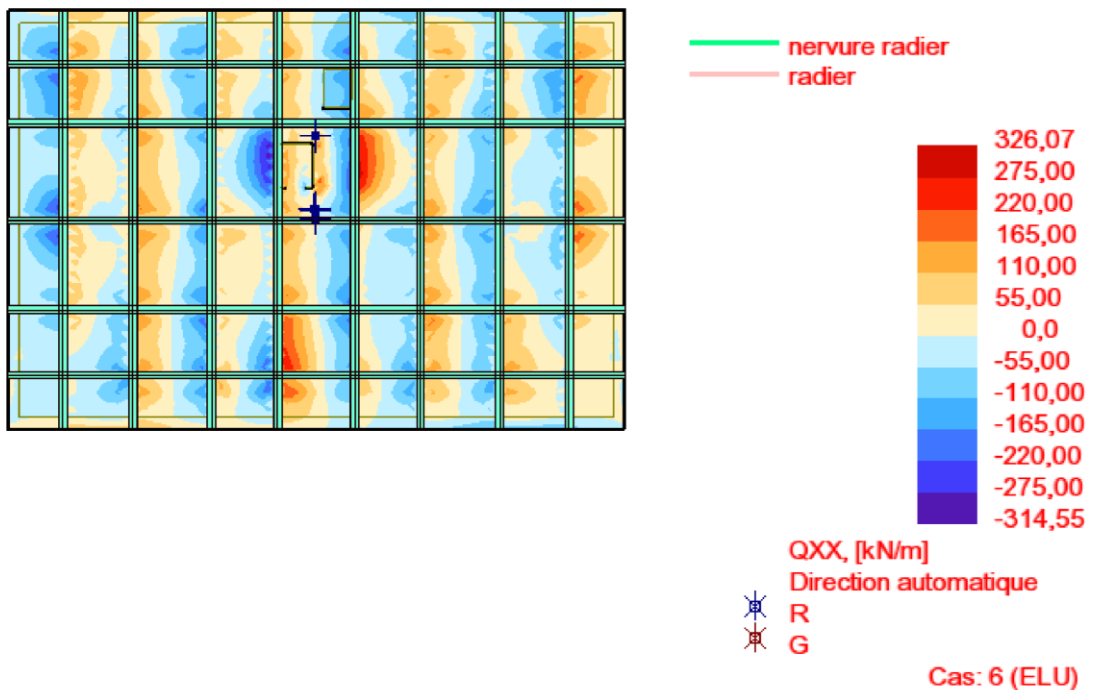


Figure VI- 13: Effort tranchant agissant sur le radier : T_{xx} «ELU».

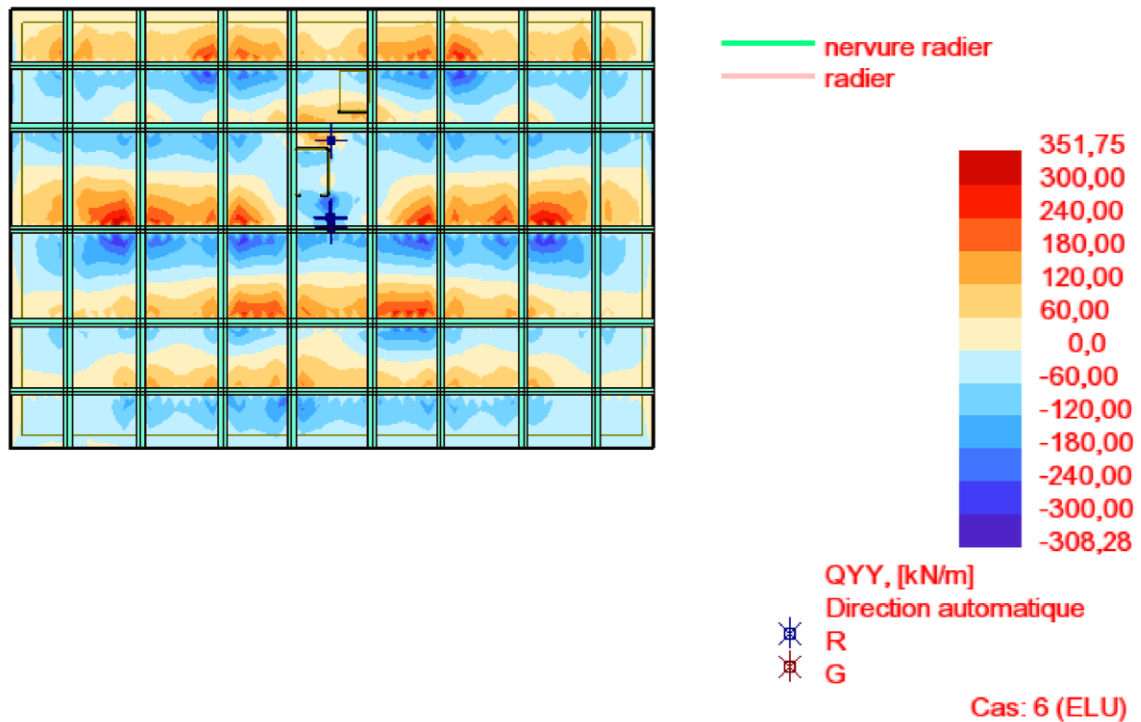


Figure VI- 14:Effort tranchant agissant sur le radier : T_{yy} «ELU».

Il faudra vérifier la condition au cisaillement du béton :

$$\tau_u < \tau_u^- = 0.05f_{c28} \Rightarrow \tau_u^- = 1.25\text{MPa}$$

♦ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 351.75\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{351.75 \times 10^3}{(100 \times 65) \times 100} = 0.54\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.54\text{ MPa} < \tau_u^- = 1.25\text{MPa} \rightarrow$ Condition Vérifiée (pas d'armatures transversale).

Disposition des armatures :

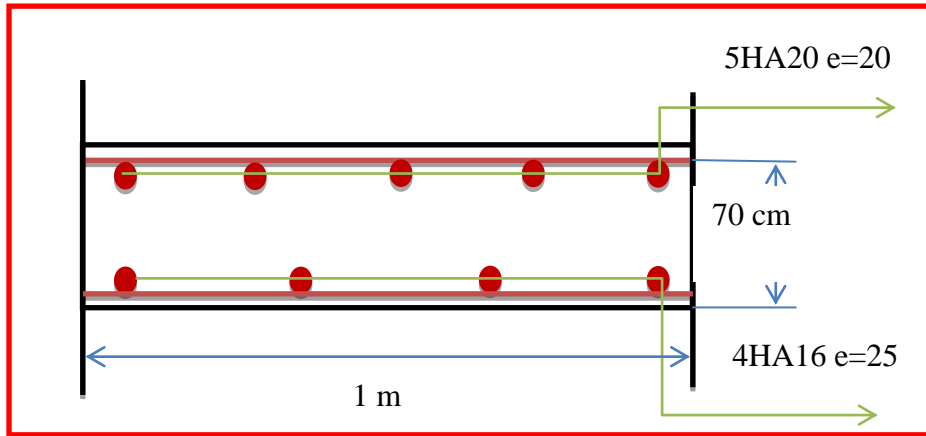


Figure VI- 15: Ferrailage de la dalle du radier (sens xx).

VI .3.3.9.2 Ferrailage de la nervure :

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont tirées du modèle numérique du radier.

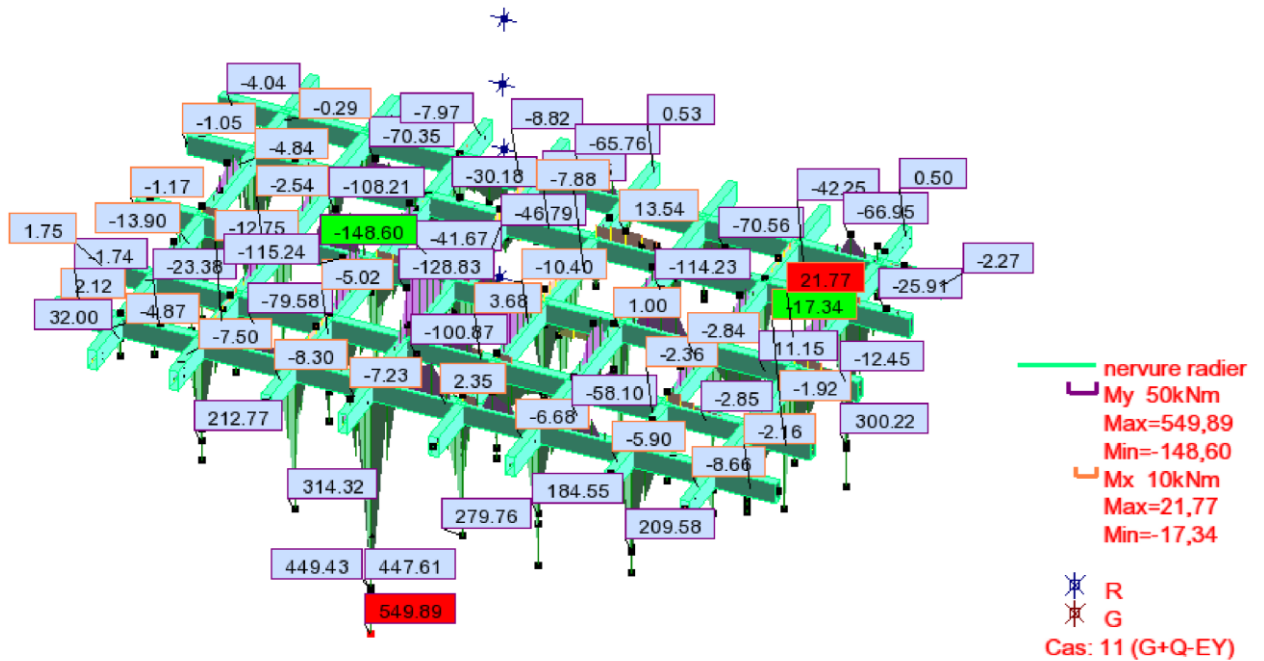


Figure VI- 16: Diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (ELA).

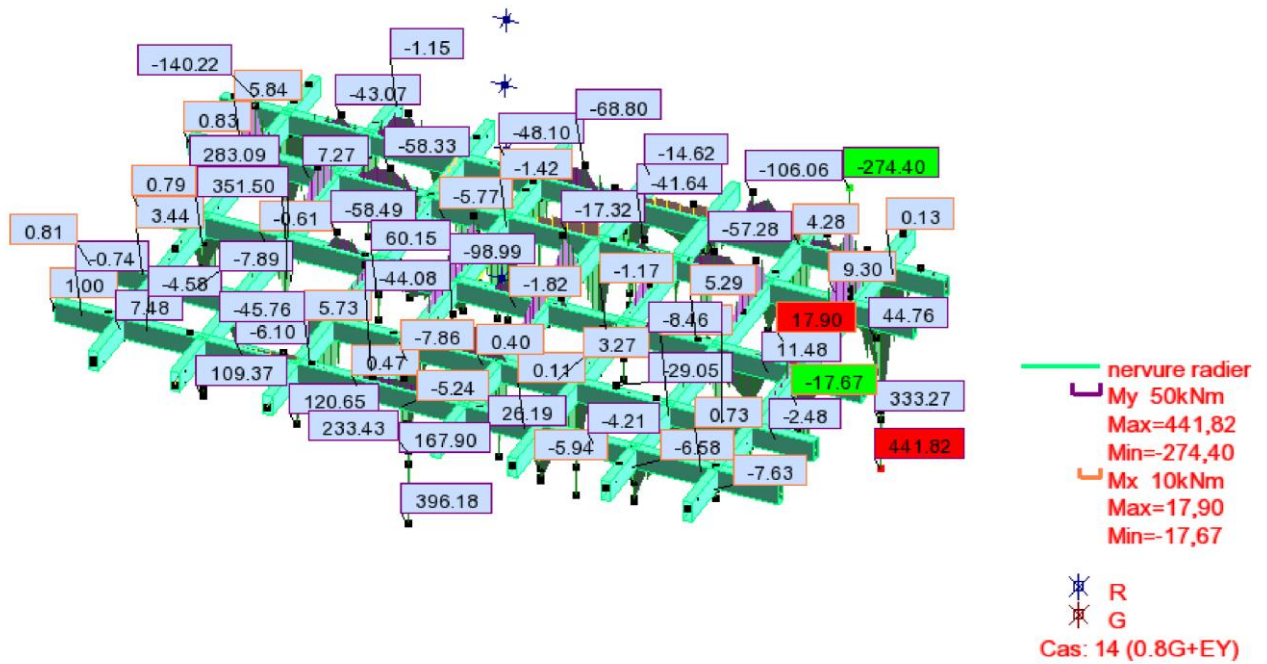


Figure VI- 17:Diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (ELA).

Le ferrailage des nervures se fait en flexion simple → Section rectangulaire (40×90) cm.

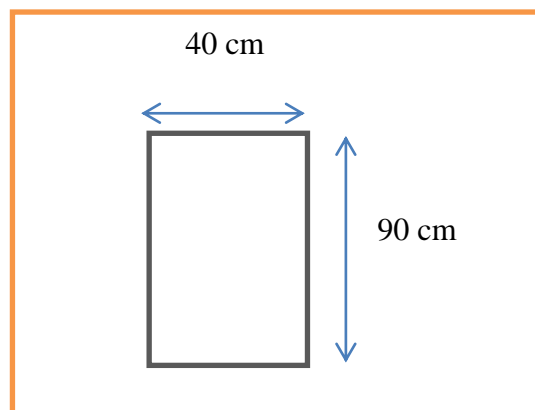


Figure VI- 18: Schéma d'une coupe transversale en travée et en appui.

VI .3.3.9.2.1 Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des nervures se fera avec les sollicitations maximales en travée et en appui.

♦ **Ferraillage sur appuis :**

Le moment maximal en appuis $M_{a \max} = 274.40 \text{KN.m.}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{274.40 \times 10^{-3}}{21.74 \times 0.40 \times (0.85)^2} = 0.044 \rightarrow \mu = 0.044 < \mu_{AB} = 0.372$$

→ Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.056$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.977$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{274.40 \times 10^3}{400 \times 0.977 \times 85} = 8.26 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b_0 \cdot h}{1000}; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{40 \cdot 90}{1000}; 0.23 \cdot 40 \cdot 85 \cdot \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{\min} = \max(3.60 \text{ cm}^2; 4.10 \text{ cm}^2)$$

♦ **Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 40 \times 90 = 18.00 \text{ cm}^2$$

♦ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = \max(A_{cat}; A_{\min}; A_{RPA})$$

$$A_{st} = 18.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9\text{HA}16 = 18.10 \text{ cm}^2$$

♦ Ferrailage en travée :

M_t (KN.m)	b (cm)	d (cm ²)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{rpa} (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)
549.89	40	85	0,087	0,11	0.956	16.91	4,10	18.00	9HA16 = 18.10cm ²

➤ Vérification des contraintes a L'ELS :

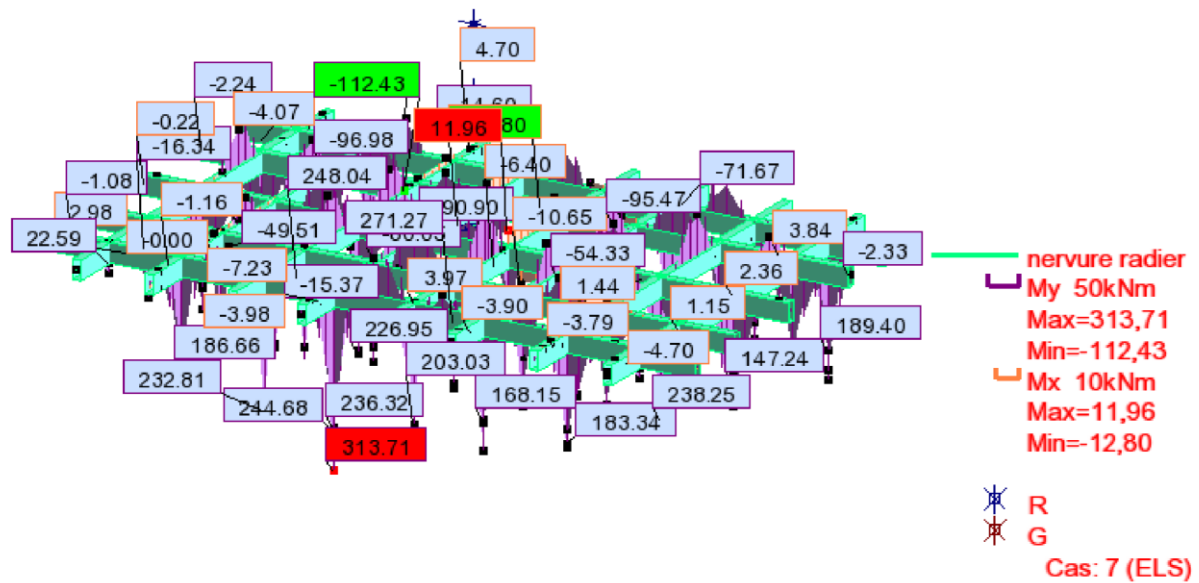


Figure VI- 19: Les diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures (ELS).

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée très préjudiciable on considère que le milieu est agressif.

♦ Les données:

	M_{ser} (KN.m)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	n	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)
en travée	313.71	40	90	85	5	15	19.28	0
Sur appuis	112.43	40	90	85	5	15	6.84	0

Tableau VI- 6: les données de vérification a l'ELS.

Donc les sections d'armatures choisies (en travée) ne sont justifiées à ELS alors on augmente les sections d'armatures :

En travée : 3HA20+6HA16

Sur appuis : 9HA16

VI .3.3.9.2.2 Vérification de l'effort tranchant :

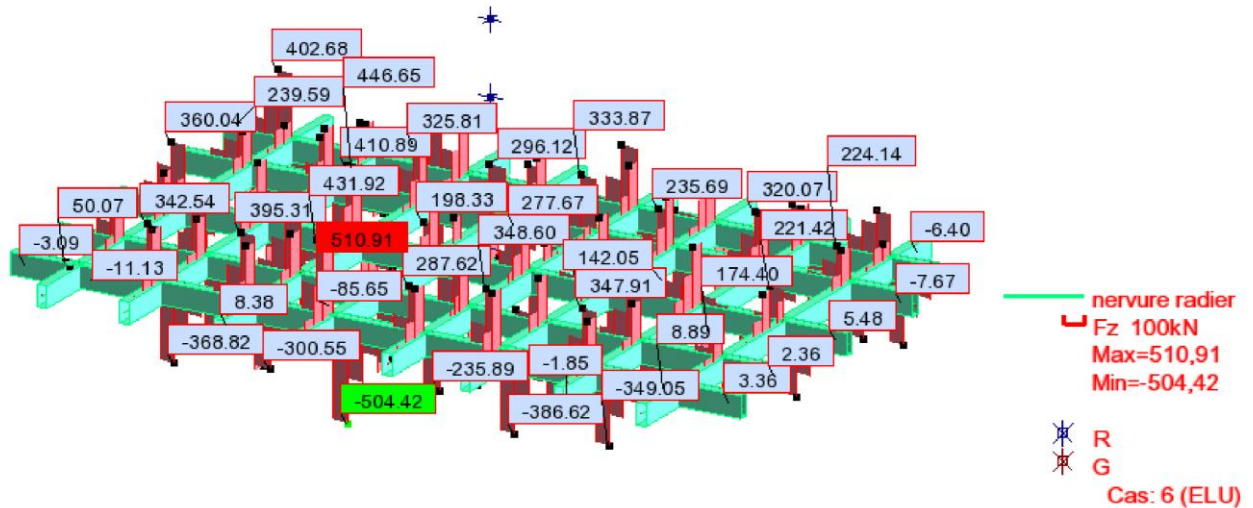


Figure VI- 20: Diagrammes des efforts tranchant agissants aux niveaux des nervures.

$$T_{\max} = 504.42 \text{ KN}$$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte tangente admissible est donné par :

Armature droite

$$\tau_{\text{umax}} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

♦ Armature à 45°

$$\tau_{\text{umax}}^- = \min\left(0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa}\right) = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{504.42 \times 10^3}{(40 \times 85) \times 100} = 1.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.18 \text{ MPa} < \tau_{\text{umax}}^- \dots \dots \dots \text{ CV}$$

VI .3.3.9.2.3 Armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante

:

$$\phi_{tmax} \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_{tmax} \leq \min\left(\frac{900}{35}, 20, \frac{400}{10}\right)$$

$$\phi_{tmax} \leq \min(25.71 ; 20, 40)$$

$$\phi_{tmax} \leq 20 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 10\text{mm} \rightarrow A_t = 6\phi 10 = 4,71\text{cm}^2/\text{ml}$

- **Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

Selon BAEL91mod99 :

$$S_{t,max} = \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_{t,max} = \min(76,50; 40\text{cm})$$

$$S_{t,max} = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{S_{t2} \cdot b_0} \leq 0.40 \rightarrow S_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} = \frac{4.71 \times 400}{0.4 \times 40} = 117.75 \text{ cm}$$

$$\mathbf{S_{t2 \max} = 117.75 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0.8f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple) ; $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{4.71 \times 0.8 \times 400}{40(1.18 - 0,3 \times 2.1)} = 68.50 \text{ cm}$$

$$\mathbf{S_{t3} = 68.50 \text{ cm}}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) = \min(40, 117.34, 68.50) \Rightarrow \mathbf{S_t = 40 \text{ cm}}$$

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(22,5; 24) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{90}{4} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

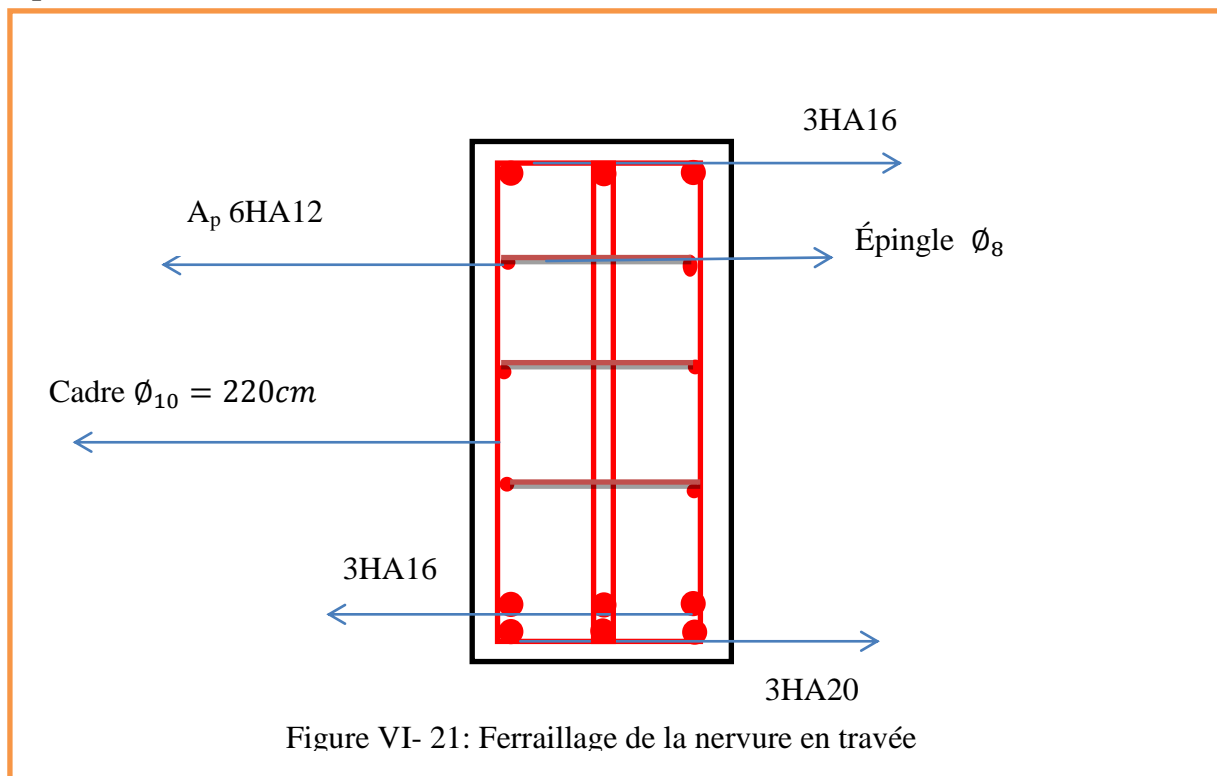
VI .3.3.9.2.3 Armatures de peau : selon BAEL91 mod99. Article (4.5.34)

Des armatures dénommées «armatures de peau» sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1 \times 0,90} = 3,33\text{cm}^2 = 1,67 \text{ cm}^2 / \text{ paroi} \rightarrow \text{Soit donc : } A_p = 2\text{HA12} = 2,26\text{cm}^2 / \text{ paroi}$$

Disposition des armatures :



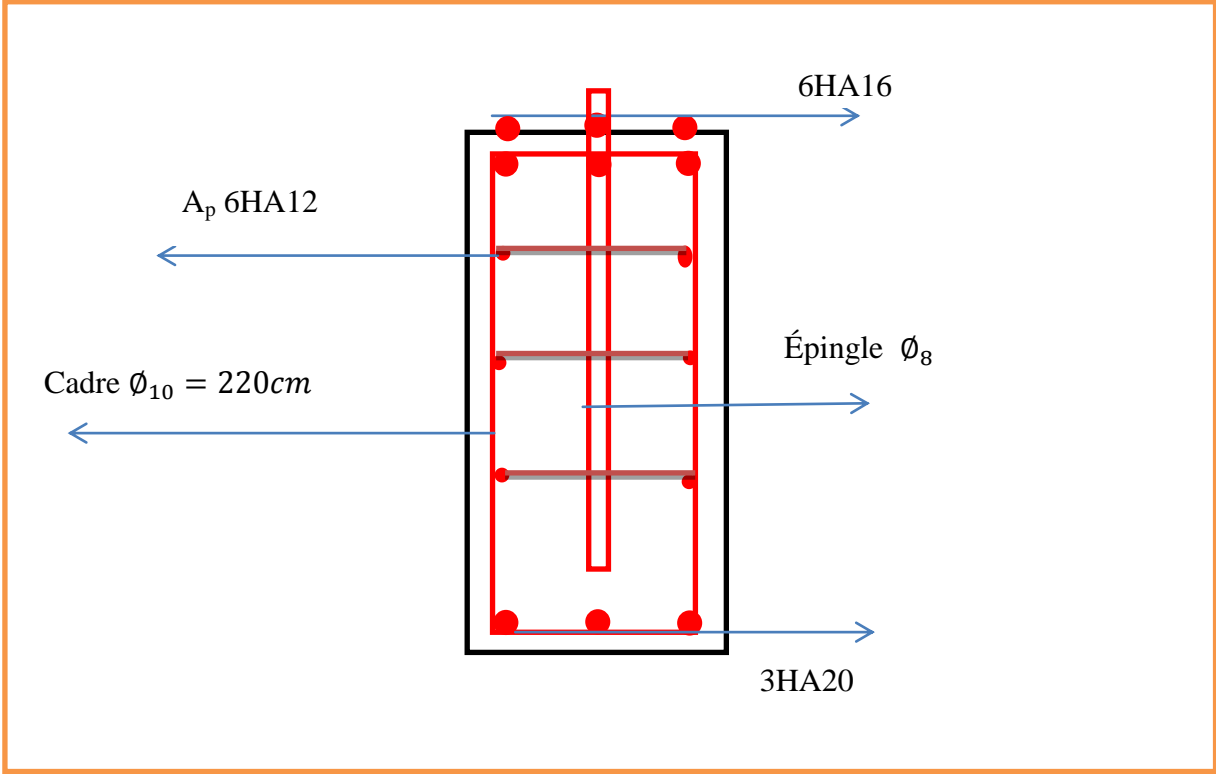


Figure VI- 22: Ferrailage de la nervure sur appuis.

Résumé

Le présent mémoire, étudié un bâtiment R+8 à usage commercial et habitation, il sera implanté à la commune de **SIDI AHMED** Wilaya de **BEJAIA** classée comme une zone sismicité (zone sismique IIa) selon le règlement parasismique algérienne (RPA 99 Version 2003).

Le prédimensionnement de cet ouvrage et des éléments porteurs a été fait conformément au CBA93 et RPA 99/Version 2003, l'analyse sismique de la structure à été réalisé par le logiciel de calcul (**ROBOT STRUCTURALE ANALYSIS**) .aussi que le dessin ce fait par AUTOCAD 2007.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية

متكونة من الطابق الارضي 8 طوابق عادية في ولاية بجاية بلدية سيدس أحمد المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية II.a حسب مركز دراسة هندسة الزلزال الجزائري.

قياس و تسليح هذه البناية و مختلف العناصر الاساسية تتم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة

هندسة الزلزال الجزائري المعدل بعد زلزال 12 ماي (RPA 99 Version 2003) 1002 و مقياس الاسمنت المسلح . CBA93

كما تم باستعمال البرنامج التطبيقي **ROBOT STRUCTURALE ANALYSIS** اما عملية الرسم

كانت باستعمال طريقة الرسم التقني .AUTOCAD 2007.

Conclusion :

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « ROBOT ».

Suite à l'étude de ce projet, nous avons constaté combien important d'avoir une concertation et une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès le début du projet pour éviter une mauvaise conception.

Enfin, le travail que nous avons présenté. à nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique