

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière: Génie civil

Spécialité: Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation
et commercial à contreventement mixte (implante à Annaba)**

Nom et Prénom de l'étudiant:

LAKHAL ZINEB

Encadreur :

CHADLI MOUNIRA

Année universitaire : 2019 – 2020



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Tout d'abord, merci et gratitude au Dieu Tout-Puissant qui nous a donné force, patience, courage et volonté pour développer cette œuvre. Je remercie et dédie ce travail à mes chers parents, pour leur soutien et leur patience. J'exprime ma profonde gratitude à mon

encadreur Chadli Mounira

pour ses précieux conseils et surtout pour sa patience et sa coopération avec moi

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de mes profonds respects pour avoir pris la peine d'examiner ma mémoire. A tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Enfin, mes plus vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail.



Zineb

Dédicace

A mes très chers Parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, mon père said qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, et ma mère lakhal hayatt a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, merci mes parents.

A toute ma famille sans exception. Mes chers frères et sœurs « zaki, safa tarak,anfal ».

A toutes mes amies « safa, Selma, houda, zineb, fatima, Aida, Sabah, Sahara, ... » et toute la promotion de master2 génie civil 2020.

Mes chères tantes (Hanane, Siham, Baya et Naima) et ma tante qui nous montrait Noura, que Dieu ait pitié d'elle.

Zineb

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+9), implanté à la wilaya d'Annaba Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone II_a) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (ROBOT 2014, RPA99V2003 et CBA99, B.A.E.L91 modifié 99, DTR Neige et Vent 99, RNV99 Cartes neige + vent).

Dans ce travail on a étudié la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges.et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel en élément finis.

On terminera le travaille avec une conclusion générale.

ملخص

بصدد إعداد مذكرة التخرج قمنا بدراسة مفصلة لبناية موجهة للاستعمال السكني متكونة من تسعة طوابق، والتي تم إنشاؤها في مدينة عنابة المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل حسب النظام الجزائري. في هذه المذكرة استعملنا القوانين التالية مثل:

ROBOT 2014, BAEL91, CBA99, RPA99 V 2003

DTR Neige et Vent 99, RNV99 Cartes neige+vent)

في هذا العمل قمنا بدراسة وصف عام للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة، بعدما قمنا بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية، ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية، بالإضافة إلى حساب العناصر الأساسية والثانوية للبناية. كما تطرقنا إلى دراسة زلزالية باستعمال برنامج يستعمل العناصر المنتهية في الأخير ننهي المذكرة بخاتمة عامة.

SOMMAIRE

Page

Introduction Générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I : *Présentation du projet.*

1. Présentation de l'ouvrage:.....	3
2. Caractéristique géométrique :.....	3
3. Conception :.....	3
4. Règle de calcul :.....	5
5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	5
6. Résistance mécanique du béton :.....	6
7. Coefficient de poisson ν C.B.A :.....	7
8. Hypothèses de calcul C.B.A 93 :.....	11

Chapitre II: *pré dimensionnement*

1. Les poutres	14
2. Les poteaux	16
3. Les planchers	17
4. Les voiles	19
5. Les balcons.	21
6. Les escaliers	22
7. La descente des charges et surcharges	24

Chapitre III : *calcul des éléments secondaire.*

1. Introduction	40
2. L'acrotère	40
3. Les balcons.....	48

4. Les escaliers.....	54
5. Les planchers à corps Creux	70

Chapitre IV: Etude sismique.

1. Introduction... ..	87
2. Choix de la méthode de calcul	88
3. Analyse de la structure Initiale (proposition 1):.....	90
4. Conception et analyse de la nouvelle variante (proposition 2):.....	95
5. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la MSE	98
6. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :.....	103
7. Calcul des déplacements relatifs horizontaux :.....	106
8. Conclusion :.....	113

Chapitre V : Etude au vent

1. Introduction :.....	115
2. Application des R N V 99 :.....	115
3. Détermination des C_{pi} :	122
4. Détermination du C_p de vent:	122
5. Calcul de la pression due au vent :.....	123
6. Calcul des « Ffr »:.....	123
7. Détermination de la force résultante :.....	125
8. Commentaire:.....	126
9. Vérification de la stabilité:.....	126
10. Conclusion :.....	127

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

1. Ferrailage des poutres	129
2. Ferrailage des poteaux	140
3. Ferrailage des voiles	153

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure.

1.L'étude de sol	162
2. Etude des fondations	163
3. Etude du débord du radier	172
4. Etude des nervures :.....	174
5.Longrine.....	178
Conclusions	183
Bibliographie	

Liste des figures :

Chapitre I : *Présentation du projet.*

Figure I-1 ; Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure I-2 : Résistance à la traction.....	7
Figure I-3 : diagramme parabole rectangle.....	8
Figure I-4 : Diagramme contraintes déformations d'acier.....	10

Chapitre II : *pré dimensionnement:*

Figure II-1: Plancher à corps creux.....	18
Figure II-2 : Schéma des poutrelles.....	18
Figure II.3 : schéma de voile en élévation.....	20
Figure II.4 : voile.....	20
Figure II.5 : Schéma des escaliers.....	22
Figure II.6 : L'acrotère.....	23
Figure II.7: Planché terrasse.....	25
Figure II.8: Planché étage courant.....	26
Figure II.9: Palier.....	27
Figure II.10 : Paillasse.....	28
Figure II.11: Mur.....	29
Figure II.12: Schéma de voile.....	36

Chapitre III : *calcul des éléments secondaire.*

Figure III.1 : schéma statique de l'acrotère	40
Figure III.2 : schéma statique.....	41

Figure III.3 Section à ferrailer.....	42
Figure III.4 Schéma ferrailage de l'acrotère.....	47
Figure III.5 schéma statique.....	49
Figure III.6 : section ferrailage.....	50
Figure III.7 : ferrailage de la console de étage.....	53
Figure III.8 : Schéma dès escaliers.....	54
Figure III.9. Ferrailage escalier.....	64
Figure III.10 Ferrailage poutre palière.....	70
Figure III.11. Ferrailage des planchers.....	85
 Chapitre IV : <i>Etude séismique.</i>	
Figure IV.1. Vue en plan de la structure.....	91
Figure IV.2. Vue 3D.....	92
Figure IV.3. Vue en plan et en élévation de la proposition.....	95
 Chapitre V : <i>Etude au vent</i>	
Figure V.1. Action du vent.....	116
Figure V.2. Répartition de la pression dynamique.....	117
Figure V.3 : Légende pour les parois verticales sens X.....	120
Figure V.4 : Légende pour les parois verticales sens Y.	121
Figure V.5 : Force résultante R.....	125
 Chapitre VI : <i>Ferrailage des éléments structuraux</i>	
Figure VI.1 : Poutre Principale.....	139
Figure VI.2 : Poutre Secondaire	139
Figure VI.3 : Ferrailage de poteaux.....	153

Figure VI.4 : Les sollicitations engendrées dans les voiles.....	153
Figure VI.5 : Ferrailage voile.....	160
Chapitre VII : <i>Etude de l'infrastructure.</i>	
Figure VII.1 : Schéma de ferrailage du radier.....	173
Figure VII.2 : Diagrammes des moments fléchissent à L' ELU.....	174
Figure VII.3 : Diagrammes des moments fléchissent à L' ELS.....	174
Figure VII.4 : Diagrammes de L'efforts tranchants à L' ELU.....	175
Figure VII.5 : Ferrailage de longrine.....	178
Figure VII.6 : Ferrailage Nervures.....	180

Liste des tableaux:

Chapitre II : *Pré dimensionnement et descente de charges.*

Tab II.1 : Conclusion.....	21
Tab II.2: Charge de Acrotère.....	25
Tab II.3 : Charge de Plancher terrasse.....	26
Tab II.4 : Planché étagé courant.....	26
Tab II.5 : Balcon terrasse.....	27
Tab II.6 : Balcon étage courant.....	27
Tab II.7 :Charge de palier.....	28
Tab II.8 :Charge de Paillasse.....	28
Tab II.9 : Murs intérieur.....	29
Tab II.10: Charge murs extérieurs.....	29
Tab II.11 : Conclusion.....	30
Tab II.12 : Descente de charge pour poteau central.....	31
Tab II.13 : Descente des charges de voile.....	37

Chapitre III : *Etude du plancher à corps creux*

Tab III.1 : sollicitations.....	50
Tab III.2 : Les combinaisons.....	50

Chapitre IV : *Etude du plancher à corps creux*

Tab IV.1 : Chargement.....	92
Tab IV.2 : Périodes et facteurs de participation modaux (proposition 1).....	93
Tab IV.3 : Périodes et facteurs de participation modaux (2 ^{ème} proposition).....	95
Tab IV.4 : Coefficient d'accélération.....	99

Tab IV.5.valeur de ξ.....	100
Tab IV.6. Valeur de P_q.....	102
Tab IV.7. Résultat de coefficient.....	103
Tab IV.8. Centre de gravité des masses et centres de rigidité.....	104
Tab IV.9. L'effort tranchant modal à la base sens X.....	105
Tab IV.10. L'efforts tranchants modal à la base sens Y.....	105
Tab IV.11. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles.....	105
Tab IV.12. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x).....	107
Tab IV.13. Déplacements relatifs inter étage pour la directions (y-y).....	107
Tab IV.14. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales.....	107
Tab IV.15. Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal.....	108
Tab IV.16. Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal.....	109
Tab IV.17. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).....	112
Tab IV.18. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y).....	113

Chapitre V : *Etude au vent*

Tab V.1: coefficients de pressions extérieures C_{pe} (Structure I)	120
Tab V.2 : coefficients de pressions extérieures C_{pe} (Structure II)	121

Chapitre VI : *Ferraillage des éléments structuraux*

Tab VI.1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	131
Tab VI.2 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.....	140

Tab VI.3 : Combinaisons des charges.....	141
Tab VI.4 : Récapitulatif du résultat.....	148
Tab VI.5 : Résultat ferrailage de poteaux.....	152

Chapitre VII : *Etude de l'infrastructure*

Tab VII.1 : Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	168
Tab VII.2 : les contraintes sens longitudinal et transversal.....	168
Tab VII.3 : résultats des moments sur appui et en travée(ELU).....	170
Tab VII.4 : Ferrailages du radier à L'ELU.....	170
Tab VII.5 : Résumé de ferrailages (Radier).....	172
Tab VII.6 : Les armatures de nervures.....	176
Tab VII.7 : RPA 99 (révisé 2003).p 93.....	179

Liste des abréviations et symboles

A : Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.

R : Coefficient de comportement de la structure

BAEL Béton armé à l'état limite.

Br : Section du béton.

C : Centre de flexion.

Cd : Coefficient de pression dynamique.

Cpe : Coefficient de pression extérieur.

Cpi : Coefficient de pression intérieur.

Cfrj : Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».

Di : Facteur d'amplification dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).

Eij : Module de déformation instantanée du béton.

Evj : Module de déformation différée du béton.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

e : épaisseur, excentricité.

FP : Fissuration préjudiciable.

FPP : Fissuration peu nuisible.

FTP : Fissuration très préjudiciables.

G : Charge permanente, module d'élasticité transversal.

g : Largeur de la marche.

H : Hauteur totale du bâtiment.

I : Moment d'inertie.

Ks : Coefficient du site.

L : Portée.

M : Moment, masse.

M0 : Moment en travée isostatique.

Mt : Moment en travée de la poutre considérée.

Mapp : Moment sur appuis.

Mu : Moment ultime.

NG : Effort normal développé par les charges permanentes.

NQ : Effort normal développé par les charges d'exploitation.

Nu : Effort normal ultime.

P, W: Poids.

Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.

q : Densité de charge répartie.

q₁₀ : Pression dynamique de base du vent.

q_H : Pression dynamique du vent agissant sur la hauteur H.

RPA : Règlement parasismique Algérien.

S : Surface de l'élément considéré, force sismique

St : Espacement entre armatures.

T : Effort tranchant, période.

V : Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.

d' : Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.

a : Cote du poteau carré.

b : Largeur de la poutre.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte admissible de flambement.

f_{ej} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_e : limite élastique de l'acier.

l_f : Longueur du flambement.

α : Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.

γ: Poids volumique

β : Coefficient de majoration dynamique.

γ_b : Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.

γ_s : Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.

δ : Coefficient de dimension, déplacement.

ε: Déformation relative du béton comprimé.

ε_b : Déformation relative de l'acier tendu.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Coefficient d'élancement.

μ_r : Moment résistant.

σ : Contrainte normale.

σ_{bc} : Contraint de compression de béton.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton.

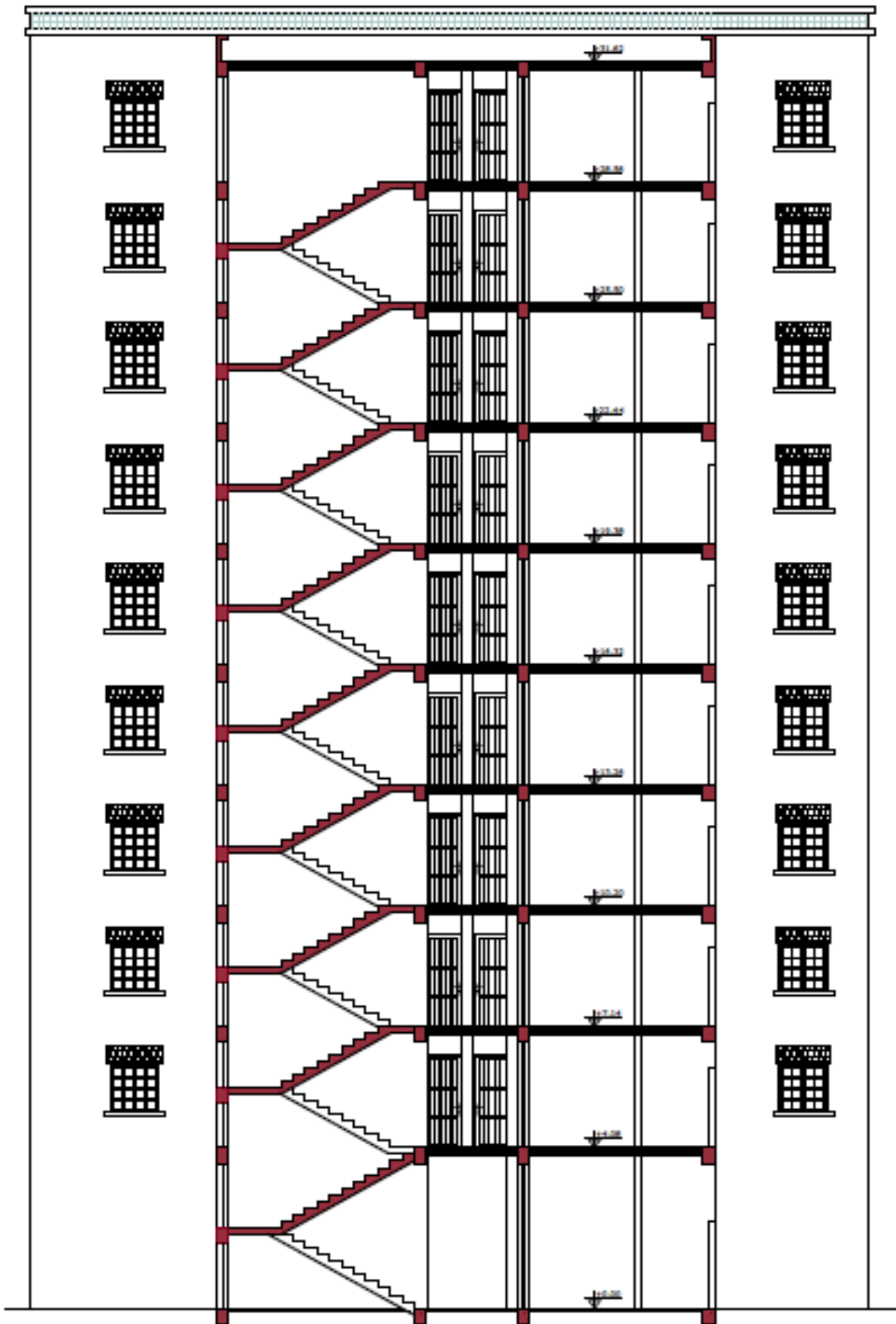
σ_s : Contrainte dans l'acier.

σ_s : Contrainte limite de service de l'acier.

σ_{s10} : Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.

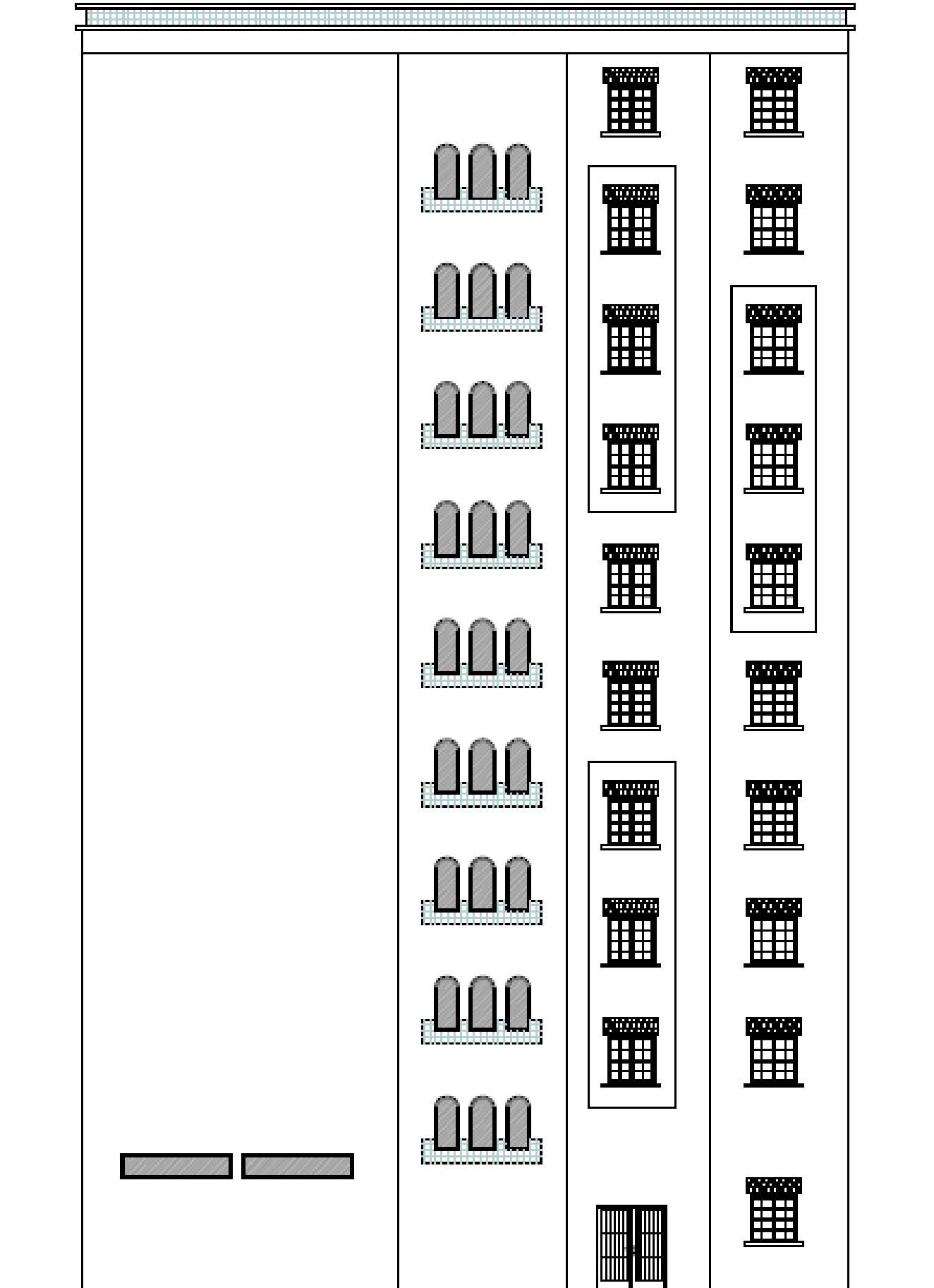
τ : Contrainte de cisaillement.

ν : Coefficient de poisson.



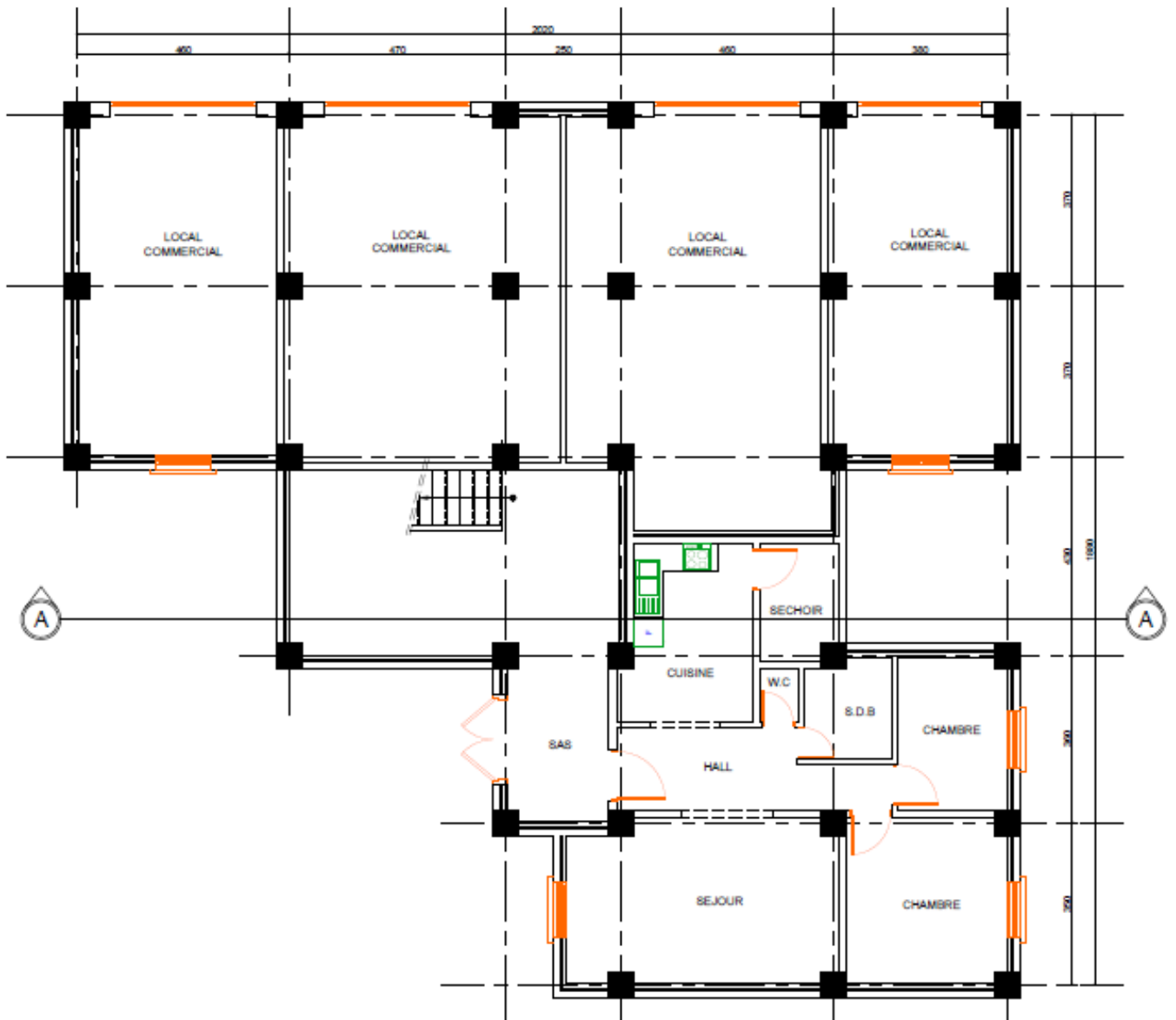
Coupe A-A

(A)



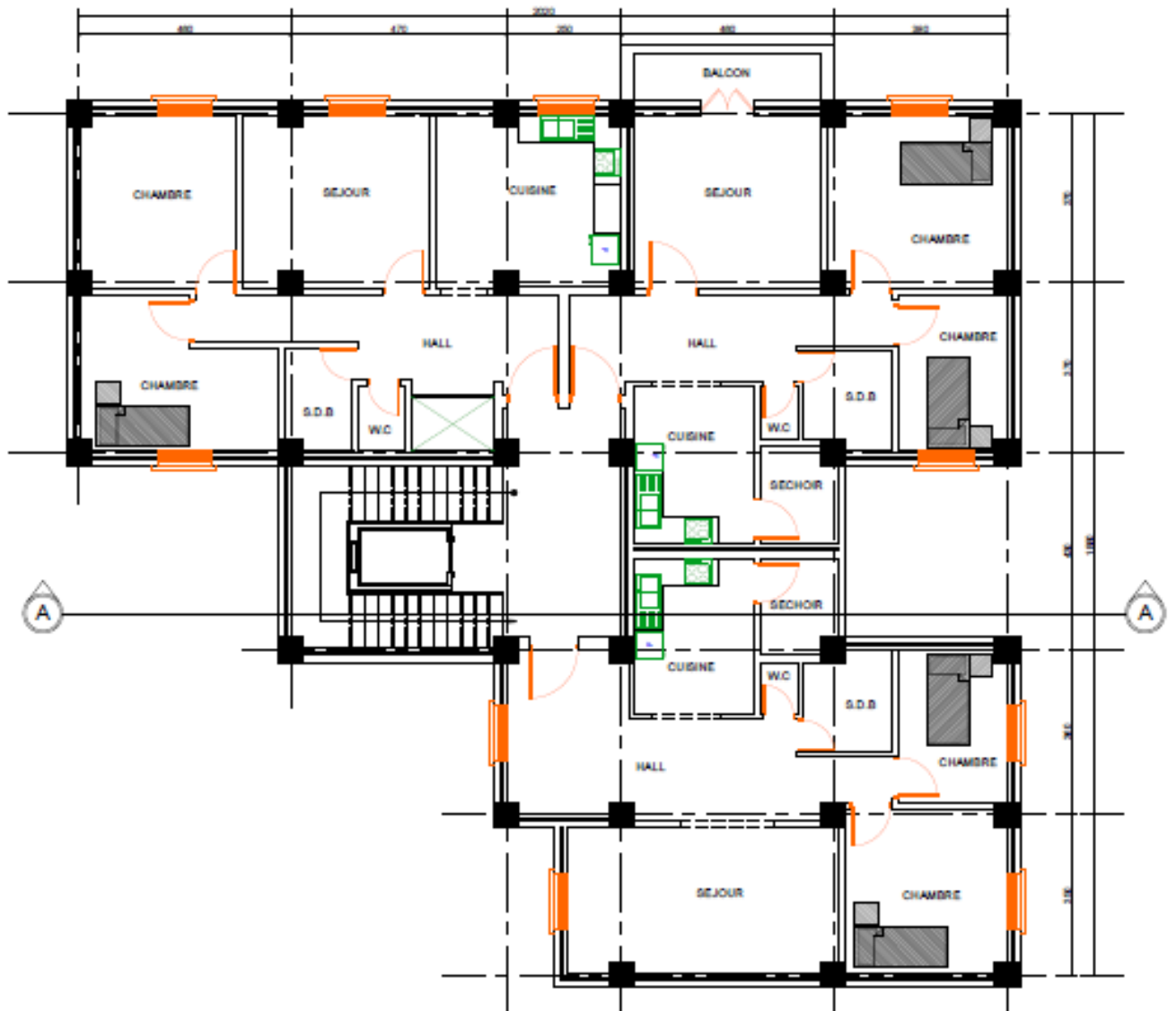
Facade principale

(B)



PLAN RDC

(C)



PLAN ETAGES COURANTS

(D)

Introduction Générale :

Dans le cadre de la préparation de mon projet de fin d'étude du cycle de formation master 2 en génie civil option Structure, notre travail consiste d'une part à l'étude d'un bâtiment(R+9) à usage d'habitation et commerciale. L'ossature est assurée par système de contreventement mixte (par des voiles et des portiques). Mon mémoire est constitué de : étudier un bâtiment en (R+9) à usage d'habitation et commerciale la conception et la modélisation de la structure de ce projet a été faite par un logiciel de calcul (robot) qui m'a permis de déterminer les caractéristiques statiques et dynamiques sous charges verticales et sous l'action sismique, et les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans structure, sont ensuite utilisés pour le ferrailage des éléments résistants suivant les combinaisons les plus défavorables en appliquant les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

Chapitre I

I- Généralités Et Définitions**I-1 Présentation de l'ouvrage :****I-1-1 Introduction :**

La stabilité de l'ouvrage est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99/version 2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I-1-2 Implantation de l'ouvrage :

Notre projet a pour but l'étude un bâtiment de type R+9 à usage d'habitation et Commercial. Cet ouvrage sera implanté à ANNABA classée par le règlement parasismique algérien « R.P.A 99 version 2003 » comme une zone de moyenne séismicité « zone IIa »

I-2 Caractéristique géométrique :

L'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

En élévation :

*Un RDC a usage commercial

Hauteur du RDC-----4.08 m.

***Etages à usage d'habitation**

Hauteur étage courant-----3.06 m.

Un acrotère-----0.6 m

Hauteur totale-----31.62m

En plan :

*Longueur en plan-----20.2m

*Largeur en plan-----18.8 m

I-3 Conception :**I.3.1- Ossature :**

La structure de bâtiment est de type stable contreventée par un système de portique longitudinal et transversal formé de poteaux, poutres et des voiles rigides ".

I.3.2-La terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

I.3.3 -Ascenseur :

L'ascenseur est de type 630 de huit personnes.

I.3.4-Infrastructure :

La structure repose sur un sol ferme (site2), à une capacité portante de 2,0 bars, vue à l'importance des charges, il serait de faire une construction sur un radier nervuré.

I.3.5- Les planchers :

Le type du plancher est fonction de :

-la porte différentes travées

-Les charges à supporter

-Le forme du plancher

*Selon ces critères nous opté pour 02

Plancher en corps creux (pour les étages courants)

Plancher dalle pleine (pour les balcons)

I.3.6- Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

I.3.7- Maçonneries :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment.

- ✓ Pour les murs extérieurs une paroi externe de 15 cm d'épaisseur et une paroi interne de 10 cm d'épaisseur ; les deux parois étant séparées par un vide de 5 cm d'épaisseur.
- ✓ Pour les murs intérieurs et le garde corps, une cloison simple de 10 cm d'épaisseur.

I.3.8- Revêtements :

Le revêtement est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers (avant le carrelage, il faut faire une couche de mortier de pose et lit de sable).
- Céramique dans la salle d'eau et la cuisine

I.3.9 -L'acrotère:

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse.

Dans notre projet on a deux types d'acrotères :

- Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde de corps.

Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible

I.3.10-Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I-4 Règles de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- 1- réglés parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- 3- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1-Introduction :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.2- Le béton :

-Définition : Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), Et d'eau, il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage de ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

I-6 Les compositions du béton :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle de liant entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels proviennent de concassage des roches.

c. Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

d. Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ses propriétés.

I-7 Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³ en ciment type CEMI42.5. Ce dosage est destiné à offrir des résistances élevées et à présenter une protection efficace de l'armature.

I-8 Résistance mécanique du béton :

I-8-a- Résistance à la compression :

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

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,6 + 0,83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ \\ \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

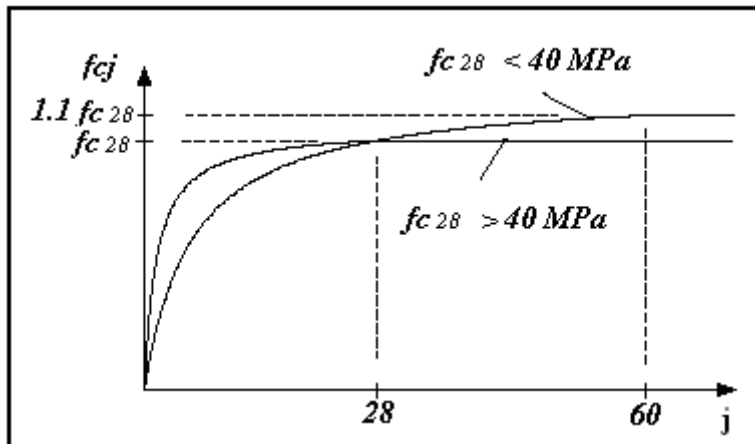


Fig I-1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

I-8-b-Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } \left\{ \begin{array}{l} f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ f_{c28} > 60 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3}$$

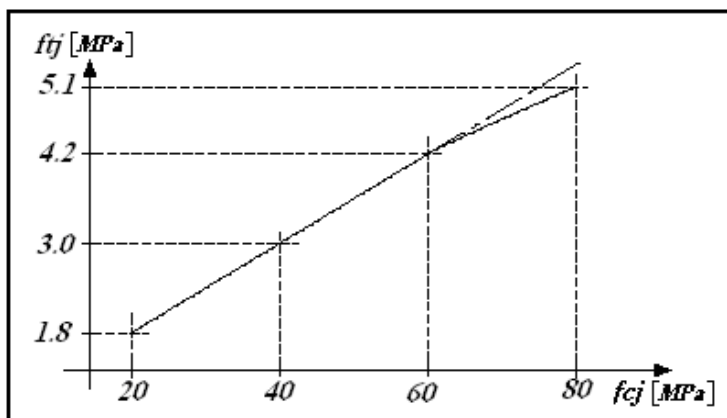


Fig I-2 Résistance à la traction

I-9 Coefficient de poisson ν C.B.A [A.2.1.3] :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations.

1.9.1 Déformation du béton :

-Déformations instantanées « E_{ij} » C.B.A [A.2.1.2.1]

$E_{ij} = 32164,2 [MPa]$, déduite de la formule $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$ pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

-Déformations différées « E_{vj} » C.B.A [A.2.1.2.2]

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$; Dans notre cas $E_{vj} = 1,08 \times 10^4 [MPa]$, pour le calcul charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

I-9.2 Diagrammes déformations –contraintes de béton C.B.A 93 [A.4.3.4] :

On distingue :

- Le diagramme [parabole - rectangle]
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi.
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme [parabole - rectangle].

I-9.3 Les contraintes limites :

- **Etat limite ultime** C.B.A 93 [A.3.3.2]

Les sollicitations de calcul à considérer résultantes des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14,17 [MPa]$$

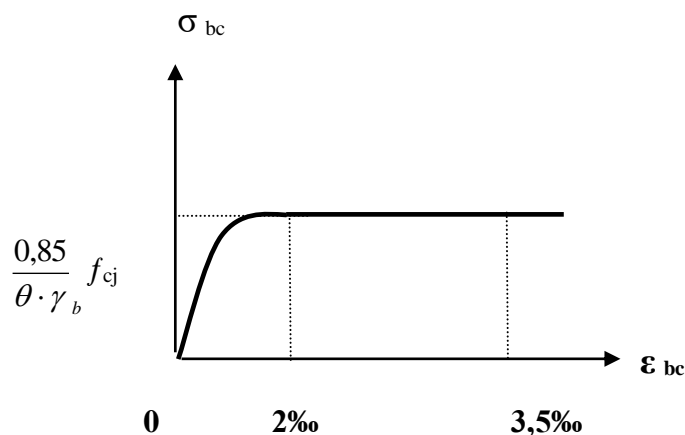


Fig I-3 diagramme parabole rectangle

$\gamma_b = 1,5$ Combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1,15$ Combinaisons accidentelles.

– **Etat limite de service :**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$.

– **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ (MPa).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Dans notre cas : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

I-9.3 Acier :

Définition :

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

I-9.4 Différents types d'aciers :

Les armatures pour béton armée sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et état de surface :

Rond lisses	$\left\{ \begin{array}{l} \text{feE 215} \longrightarrow \text{fe} = 215 \text{ MPa} \\ \text{feE 235} \longrightarrow \text{fe} = 235 \text{ MPa} \end{array} \right.$
Haute adhérence	
	$\left\{ \begin{array}{l} \text{feE 400} \longrightarrow \text{fe} = 400 \text{ MPa} \\ \text{feE 500} \longrightarrow \text{fe} = 500 \text{ MPa} \end{array} \right.$

I-9.5 Module d'élasticité longitudinale :

$$E_s = 2 \times 10^5 [MPa]$$

-Contraintes limites :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

-Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse : } \sigma_s = 186,96 \text{ [MPa]} \\ \text{Barre H.A : } \sigma_s = 347,83 \text{ [MPa]} \end{cases}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ Combinaisons courantes.}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ Combinaisons accidentelles.}$$

- Etat limite de service

$$\text{E.L.S : } \begin{cases} \text{- Cas de fissuration peut préjudiciable } \bar{\sigma}_s = f_e, \text{ dans notre cas } \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa.} \\ \text{- Cas de fissuration préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \max \left\{ \frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}, \text{ dans notre cas} \\ \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ [MPa]} \end{cases}$$

Avec : η coefficient de fissuration

$\eta=1$ pour rondes lisses.

$\eta=1,6$ pour acier HA.

- Diagramme déformations-contraintes :

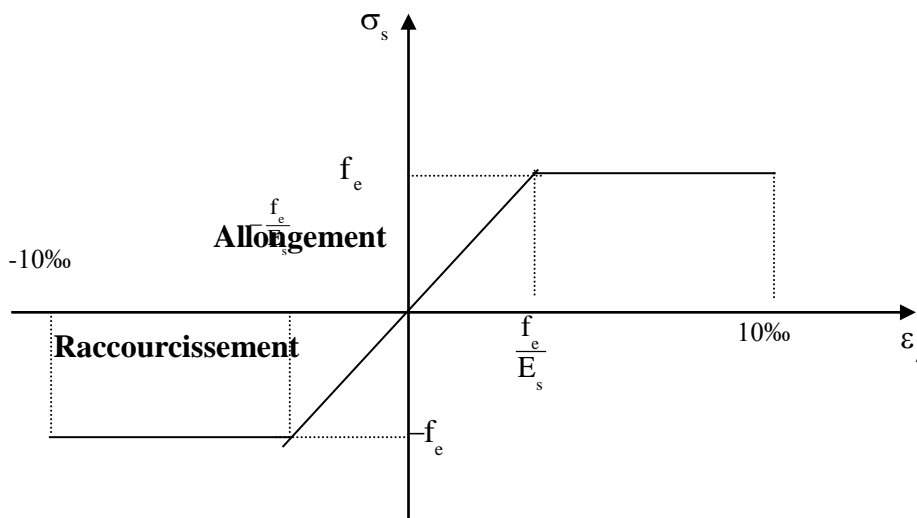


Fig I-4 Diagramme contraintes déformations d'acier

I-10 Hypothèses de calcul C.B.A 93 [A.4.3.2]

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

La résistance à la compression du béton à 28 jours : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

- La résistance à la traction du béton : **$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$** .
- Module d'élasticité longitudinal différé : **$E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$** .
- Module d'élasticité longitudinal instantané : **$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$** .
- Limite élastique de l'acier : **$F_e = 400 \text{ MPa}$** .
- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de **glissement** entre les armatures d'acier et le béton ;

Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction ;

- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple ;
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

La contrainte de calcul, notée « σ_s », est définie par la relation : $\sigma_s = f_s / \gamma_s$

I-10.1 Les actions et sollicitations :**I-10.2 Les actions :**

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes,
- . Des charges d'exploitations,
- . Des charges climatiques.

- **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température

- **Les actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs...etc.).

I-10-3 Les Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

I-10-4 Les combinaisons d'action: selon RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

Situations durables : $\begin{cases} \text{ELU: } 1.35 \times G + 1.5 \times Q + W \\ \text{ELS: } G + Q + W \end{cases}$

Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{cases}$

Chapitre II

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et DTR le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un sur plus d’acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

*La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

- Les éléments structuraux sont des éléments porteurs dans la structure, ils comportent :
 - ✓ Eléments secondaires : ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, l’acrotère, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).
 - ✓ Eléments principaux : ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.2 Pré dimensionnement des éléments principaux

a) Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

❖ Selon BAEL83 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,6h \end{array} \right.$$

*Vérification d’après RPA99 version 2003 pour la zone IIa.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec : L : la portée de la poutre.
 h : la hauteur de la poutre.
 b : la largeur de la poutre.

b) Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

➤ Par BAEL 91 :

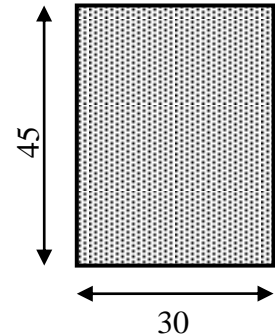
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux **poutres principales**.

$$L_{\max} = 470 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm.} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{h = 45 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$



***Vérfications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h / b \leq 4,00 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \mathbf{h / b = 45 / 30 = 1,5 < 4} \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les **poutres principales** une section de :

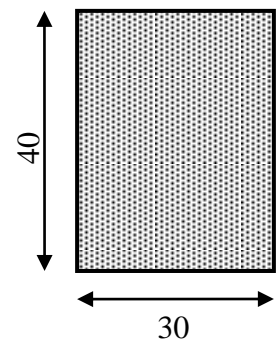
$$\mathbf{b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2}$$

c) Les poutres secondaires :

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.



$$L_{\max} = 4.3m \Rightarrow 28.66cm \leq h \leq 43cm.$$

On prend : $h = 40cm$ et $b = 30cm$.

***Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4,00 \end{cases}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$(2) \Leftrightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h / b = 40 / 30 = 1,33 < 4 \end{cases}$$

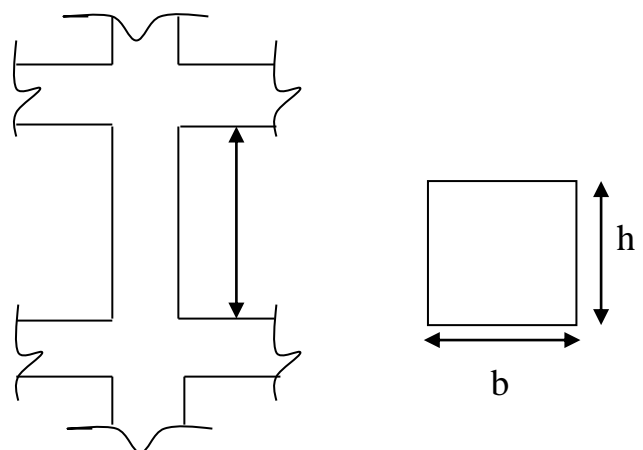
$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$

d) Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$



Tel que :

h_e :Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3,06m$ Pour les étages 1 jusqu'au 9 étage.

On dimensionne la section du poteau comme suit : Figure : Coupe transversale de poteaux

*Selon les règles (BAEL) on a :

$$L_f = 0,7 \times h_0$$

$$L_f = 0,7 \times (3,06 - 0,45) = 1,827 \text{ m}$$

$$\text{Max} (\lambda_x, \lambda_y) \leq 50$$

$$\lambda_x = 3,6 \times \frac{l_f}{b_i}$$

$$\lambda_y = 3,46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

$$\lambda_y = 3,46 \times \frac{l_f}{b_i} \Rightarrow h_i \geq \frac{3,46 \times 182,7}{70} = 9,03 \text{ cm}$$

$$b_i \geq 9,03 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = 3,46 \times \frac{l_f}{h_i} \Rightarrow b_i \geq \frac{3,46 \times 193,2}{70} = 9,55 \text{ cm}$$

$$h_i \geq 9,55 \text{ cm}$$

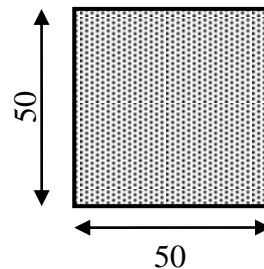
b_i : parallèle a l'axe x.

h_i : parallèle a l'axe y.

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 35 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{276}{20} = 13,8 \leq 40 \dots\dots\dots \text{CV} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0,25 < 0,75 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

* Donc on adopte une section de (50x 50) cm²:



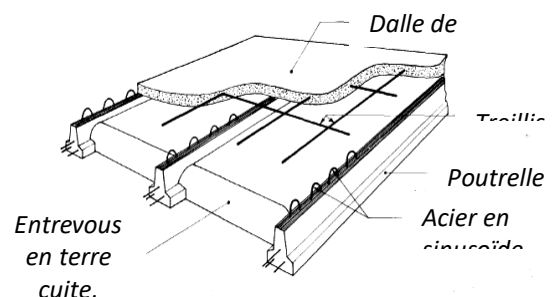
e)Les planchers :

BAEL91 (art B.6.8, 424)., on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

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

L : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur du plancher.



$$L = \min (L_x^{\max}, L_y^{\max})$$

$$L = \min (470, 430) \Rightarrow L = 430\text{cm}$$

$$L = 430\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{430}{22,5} = 19.11\text{cm}.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16 + 4) = 20$ cm.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

- **Condition d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\min} \geq 16 \text{ cm} \Rightarrow 20 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm}.$$

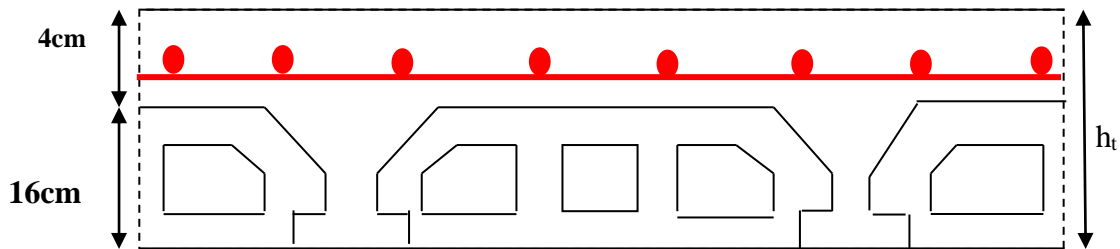


Fig // 1 : Plancher à corps creux

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} = \frac{430}{10} = 43\text{cm} \\ \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5\text{cm} \end{array} \right.$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27,5$ cm

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}.$$

Soit : $b = 65$

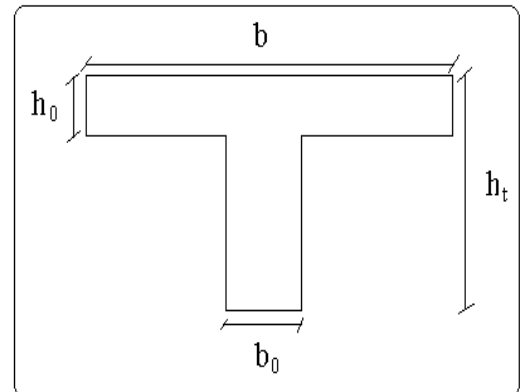


Fig II.2 : Schéma des poutrelles

f) - Dalle pleine:

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après.

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe de feu. (E2p2.1)
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe de feu.
- $e = 17,5$ cm pour quatre heures de coupe de feu.

➤ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 13 cm

➤ La résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq ht \leq L_x / 40$.

Type de panneau : $L_y = 4,7$ m, $L_x = 4,3$ m

$L_x / L_y = 0,91 > 0,4 \rightarrow$ dans ce cas la dalle repose sur 4 cotés.

$$\text{Donc : } ht = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x \implies \mathbf{ht = (8.6 \div 9.4)}$$

D'après les 3 conditions on adopte une épaisseur de dalle pleine **16 cm**.

g) Les voiles:

Le contreventement mixte tel que donné dans le RPA 99, est défini par les trois conditions suivantes qui doivent être respectées :

*Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues - aux charges verticales.

*Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et portiques - proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux ;

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

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 de RPA99/Version2003 (page56).

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4e$ telle que

L : longueur de voile

e : épaisseur de voile.

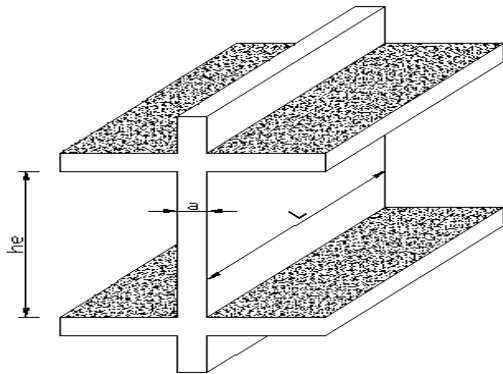


Fig II.3 : schéma de voile en élévation

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

$$a \geq \max \left(\frac{h}{20}; \frac{h}{22}; \frac{h}{25} \right)$$

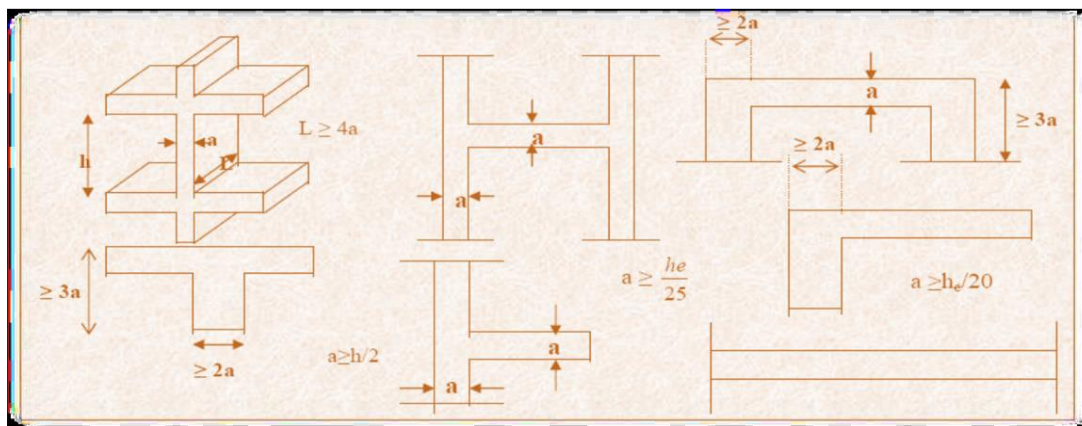


Fig II.4 : voile

a/ étage courant :

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m}$$

$$\square e = 261 / 20 = 13,05 \text{ cm}$$

b/ RDC:

$$h_e = 4,08 - 0,45 = 3,63 \text{ m}$$

$$\square e = 363 / 20 = 18,15 \text{ cm}$$

*Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles $e = 20 \text{ cm}$.

il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal : $L = 470 \text{ cm} > 4 e = 80 \text{ cm} \dots$ (Vérifiée)

- Sens transversal : $L = 430 \text{ cm} > 80 \text{ cm} \dots$ (Vérifiée)

Conclusion :**Tab II.1 : Conclusion**

Elements	Section (cm ²)
	tous les étages
Les planchers	16+4
Poutres principale [P.P]	30 x 45
Poutres secondaires [P.S]	30 x 40
Poteaux	50x 50
Voile	20cm

II.3. Pré dimensionnement des balcons :

Le balcon est assimilé d'une dalle console uniformément chargé encastree au niveau

de la poutre, le béton sera réalisé en dalle pleine, soumise à son poids propre G, à une charge d'exploitation Q et à une charge concentrée a son extrémité libre due à la

maçonnerie du garde-corps P.

Épaisseur de la dalle :

* Condition de résistance au feu : $e_1 < 16 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu

* Condition de résistance à la flexion :

$$\left(\frac{1}{50} \leq e_2 \leq \frac{1}{30} \right) / L = 430 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{430}{50} \leq e_2 \leq \frac{430}{30}\right) \Rightarrow 8.6 < e_2 < 14.33 \text{ cm (mémoire de Annaba)}$$

Donc : $e = 16\text{cm}$

II.4. Pré dimensionnement Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

-Dimensionnement :

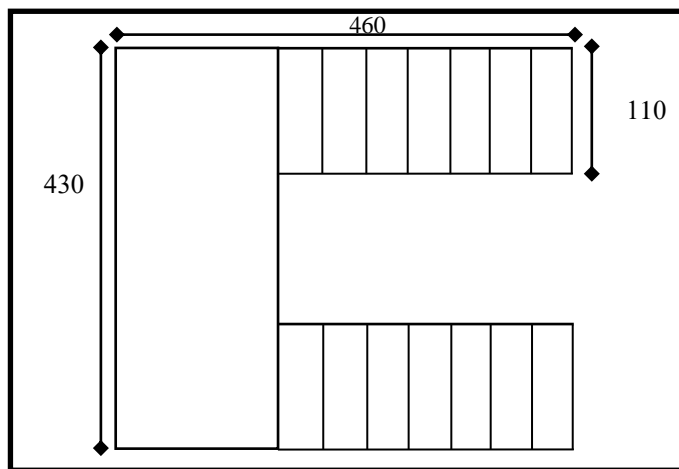


Fig II.5 : Schéma des escaliers

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contres marches (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec :

h : hauteur de la contre marche varie entre 14 à 20 cm.

g : largeur de marche (giron) de 24 à 32cm.

Pratiquement:

La hauteur h : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

Au prend : $h=17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$.

Donc: $60 \leq g+2h \leq 66$

Le nombre de contre marche:

- * Hauteur d'étage: $H= 306 \text{ cm}$.
- * Hauteur RDC: $H= 408 \text{ cm}$.
- * Dimension de giron: $24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$
- * Hauteur de la contre marche: $16\text{cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow h = 17\text{cm}$

* Nombre de contre marches

- Le nombre des marches : $n = \frac{H/2}{h}$

a) RDC :

$$n = H/h = 408/17 = 24 \text{ contre marches}$$

b) EC :

$$n = H/h = 306/17 = 18 \text{ contre marches}$$

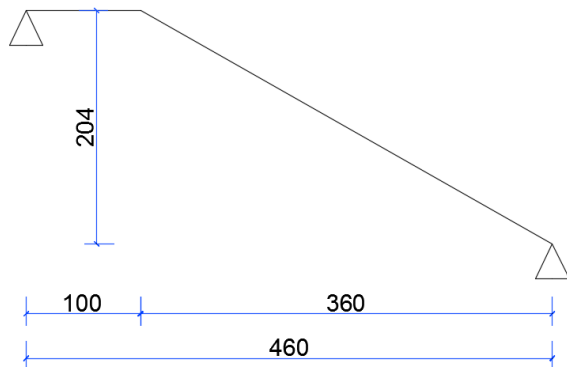
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

-escalier RDC \Longrightarrow Etage :

$$D'où : e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$$

$$L = L' + L_{\text{paillasse}}$$



$$L' = \sqrt{H^2 + Lpa^2} = \sqrt{204^2 + 360^2} = 413 \text{ cm}$$

$$L = l' + l_{\text{palier}} = 413 + 100 = 513 \text{ cm}$$

Donc $L_{\max} = 513 \text{ cm}$

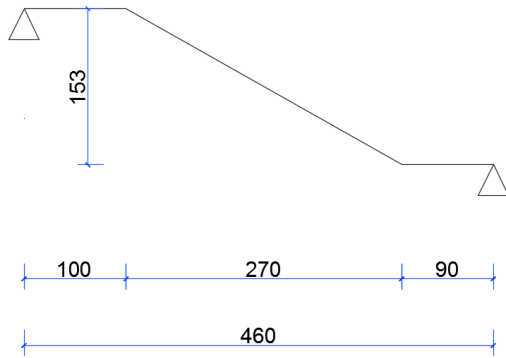
$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 513 = (17.10 \div 25.65)$$

Soit $e = 20 \text{ cm}$.

-escalier étage courant :

$$D'où : e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$$

$$L = L' + L_{\text{paillasse}}$$



$$L' = \sqrt{H^2 + Lpa^2} = \sqrt{153^2 + 270^2} = 310 \text{ cm}$$

$$L = L' + l_{\text{palier}} = 310 + 100 + 90 = 500 \text{ cm}$$

Donc $L_{\text{max}} = 500 \text{ cm}$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 500 = (16.66 \div 25)$$

Soit $e = 20 \text{ cm}$.

Console :

- balcon est constitué d'une dalle pleine :
- Il y a deux types de balcon :
- ✓ une dalle pleine encastrée dans deux côtés et libre dans les autres côtés.
- ✓ une dalle pleine encastrée dans trois côtés et libre dans autre côté.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1.30 \text{ m}$$

$8.67 \leq e \leq 13.5 \text{ cm}$ On prend une épaisseur de : 14cm.

II.5.descente des charges :

II.5.1.Introduction :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à

considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

II.5.2.Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux).

II.5.3.Evaluation des charges appliquées :

Suivant le DTR B.C.2.2 les charges permanentes (G) pour les planchers à corps creux sont définies comme suit.

II.6. descente des charges de l'acrotère :

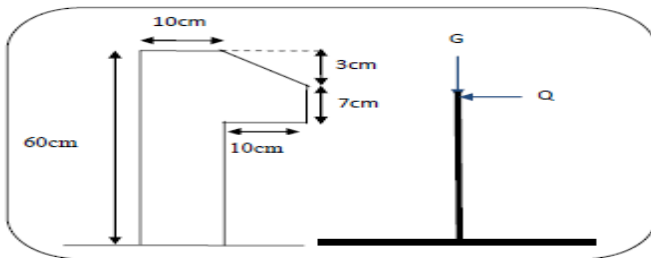


Fig II.6 : L'acrotère

Tab II.2Charge d'Acrotère

Elément	Charges G (kn/m ²)	Charges Q (kn/m ²)
Acrotère	1.83	1

II.7. Descente des charges du Plancher :

A. Plancher terrasse inaccessible :

-Charge permanente: D'après DTR BC 2.2

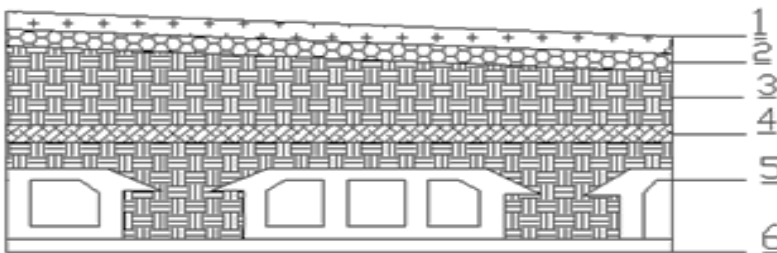


Fig II.7 : Plancher terrasse.

Tab //3 Charge de Plancher terrasse

N°	Désignations	e (m)	Poids (kn/m ³)	Charges (kn/m ²)
1	Gravillon de protection	0,05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0.12
3	Isolation thermique	0,04	4	0.16
4	Béton de pente	0,05	22	2.2
5	Plancher à corps creux	0,20	-	2.85
6	Enduit en plâtre	0,01	10	0.10
Charge permanente G				6.38
Charges exploitation Q				1

B. Plancher courant à usage d'habitation :

-Charge permanente: D'après DTR BC 2.2

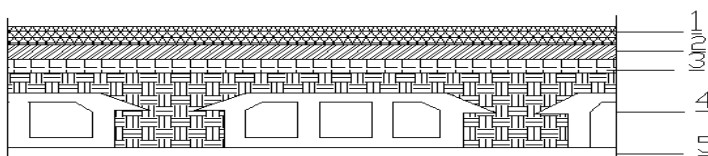


Fig //8 Planché étage courant.

Tab //4 Planché étage courant.

N°	Désignations	e (m)	Poids(kN/m ³)	Charges (kN/m ²)
1	Revêtement (Carrelage)	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,02	20	0.40
3	Lite de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher courp creux	-	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.10
6	Cloison intérieur	0,10	10	1
Charge permanente			G	5.25 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation d'habitation EC			Q	1.5 (KN/m²)
// // commerciale RDC			Q	5(KN/m²)

II.8. descente des charges de le Balcon (dalle) :

-pleine :

*Balcon terrasse :

Tab II.5 Balcon terrasse.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Forme en pente	0.03	22	0.66
3	Isolant thermique	0.04	4	0.16
4	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
5	Plancher dalle pleine	0.14	25	3.50
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				5.44 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				1 (KN/m²)

*Balcon étage courant :

Tab II.6 Balcon étage courant

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Plancher dalle pleine	0.14	25	3.50
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
Charge permanente G				5.06 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				3.5 (KN/m²)

II.9. Descente des charges de l'escalier :

II.9.1. Palier :

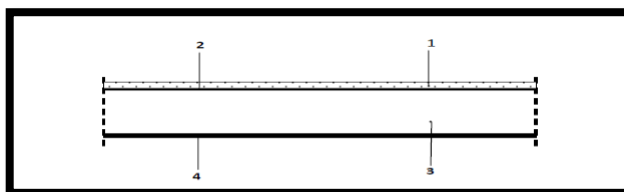


Fig II.9 Palier

Tab II.7 Charge de palier

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Palier	0.20	25	5.00
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente			G	6.04(KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	2.5 (KN/m²)

II.9.2. Volée (paillasse) :

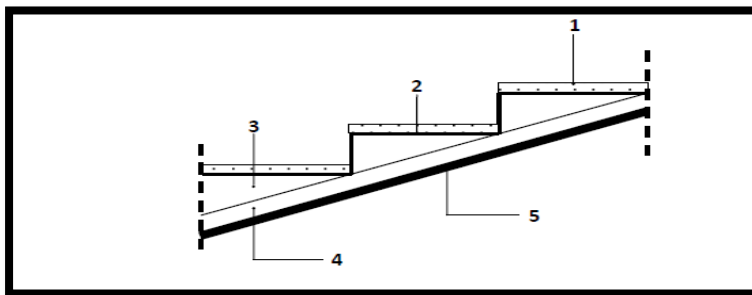


Fig II.10 : Paillasse

*Étage courant et RDC :

Tab II.8 Charge de Paillasse

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	La marche	$0.17/2 = 0.085$	22	1.87
4	Paillasse	$e \times \cos\alpha = 0.17$	25	4.25
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.14
Charge permanente G				7.10(KN/m²)
Surcharge d'exploitation Q				2.5 (KN/m²)

II.10. Descente des charges des murs :

II.10.1. Murs intérieur :

Tab II.9 Murs intérieur

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)
1	Enduit en plâtre	0.02	0.18
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	0.18
4	Enduit en plâtre	1	0.01
Charge permanente G			1.27 (KN/m²)

II.10.2.Murs extérieurs :

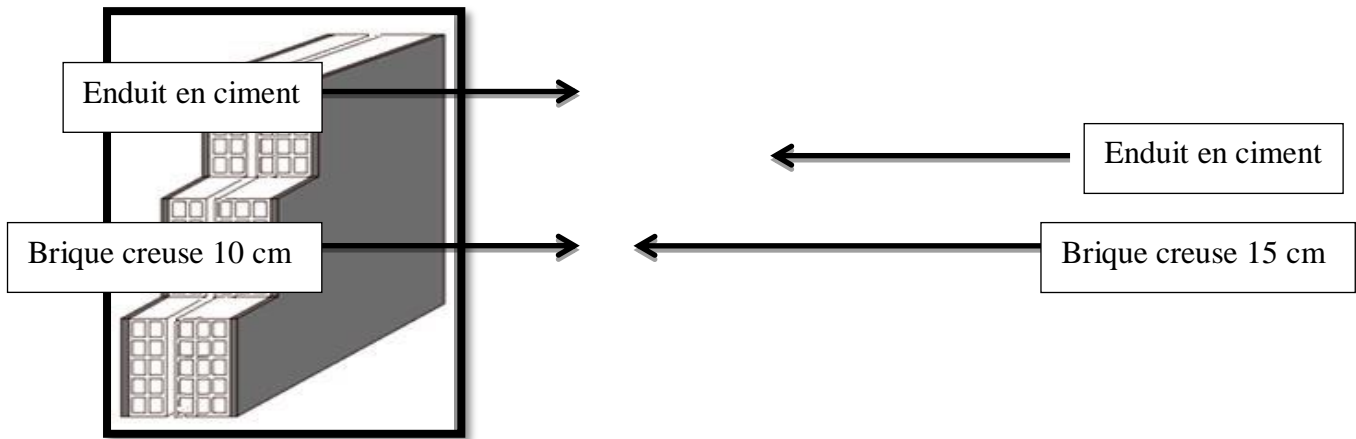


Fig II.11 : Mur

Tab II.10: Charge murs extérieurs

N°	Composants	Épaisseur (m)	γ (KN/m ³)
1	Enduit intérieur en ciment	0.02	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90
3	Brique creuse	0.15	1.30
4	Enduit extérieur en ciment	0.02	0.36
Charge permanente G			2.92(KN/m²)

II.11. Conclusion :

Tab II.11 : Conclusion

Elements	Charges G (KN/m ²)	Charges Q (KN/m ²)
L'acrotère	1.83	1
Plancher terrasse inaccessible	6.38	1
Plancher courant	5.25	1.5
Plancher commercial	5.25	2.5
balcon- terrasse -	5.44	1
balcon – étage courante-	5.06	3.50
L'escalier - Palier -	6.04	2.50
L'escalier - Paillasse -	7.10	2.50
Murs intérieur	1.27	-
.Murs extérieurs	2.92	-

***Loi de dégression :**

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$
- ✓ Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.12. Descente des charges :

Pour un poteau rectangulaire central :

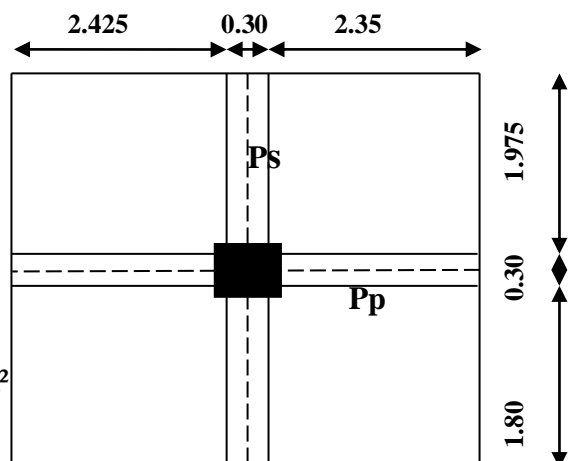
Surface afférente :

***La surface afférente pour la charge permanente:**

$$S_g = (2.425 + 2.35) * (1.975 + 1.80) = 18.02 \text{ m}^2$$

***La surface afférente pour la charge d'exploitation:**

$$S_q = (2.425 + 2.35 + 0.30) * (1.975 + 1.80 + 0.30) = 20.68 \text{ m}^2$$



$$Sq1 = 20.68 - (0.50 \times 0.50) = 20.43 \text{ m}^2$$

Tab II.12 : Descente de charge pour poteau central

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse = 6.38×18.02	.11496	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.8×25	16.2	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.8×25	11.4	
	Poteau = 0.50×0.50×3.06×25	19.13	
	surcharge= 1×20.68		.2068
	Total	161.86	.2068
2-2	venant 1 – 1	161.86	.2068
	Plancher étage courant = 5.25×18.02	94.61	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.8×25	16.2	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.8×25	11.4	
	Poteau = 0.50×0.50×3.06×25	19.13	
	surcharge= 1.5×20.43		.30645
Total	303.2	.51325	
3-3	venant 2 – 2	303.2	.51325
	Plancher étage courant = 5.25×18.02	94.61	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.8×25	16.2	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.8×25	11.4	
	Poteau = 0.50×0.50×3.06×25	19.13	
	surcharge= 0.9×1.5×20.43		.27580
Total	444.54	.7890	
4-4	venant 3 – 3	444.54	.7890
	Plancher étage courant = 5.25×18.02	94.61	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.8×25	16.2	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.8×25	11.4	
	Poteau = 0.50×0.50×3.06×25	19.13	
	surcharge= 0.8×1.5×20.43		24.516
Total	585.88	103.421	
5-5	venant 4 – 4	585.88	103.421
	Plancher étage courant = 5.25×18.02	94.61	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.8×25	16.2	

	poutre secondaire =	$0.30 \times 0.40 \times 3.8 \times 25$	11.4	
	Poteau =	$0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	19.13	
	surcharge=	$0.7 \times 1.5 \times 20.43$		21.451
	Total		727.22	124.872
6-6	venant 5 – 5		727.22	124.872
	Plancher étage courant =	5.25×18.02	94.61	
	poutre principal =	$0.30 \times 0.45 \times 4.8 \times 25$	16.2	
	poutre secondaire =	$0.30 \times 0.40 \times 3.8 \times 25$	11.4	
	Poteau =	$0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	19.13	
	surcharge=	$0.6 \times 1.5 \times 20.43$		18.387
	Total		868.56	143.259
7-7	venant 6 – 6		868.58	143.259
	Plancher étage courant =	5.25×18.02	94.61	
	poutre principal =	$0.30 \times 0.45 \times 4.8 \times 25$	16.2	
	poutre secondaire =	$0.30 \times 0.40 \times 3.8 \times 25$	11.4	
	Poteau =	$0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	19.13	
	surcharge=	$0.5 \times 1.5 \times 20.43$		15.25
	Total		1009.9	158.509
8-8	venant 7 – 7		1009.9	158.509
	Plancher étage courant =	5.25×18.02	94.61	
	poutre principal =	$0.30 \times 0.45 \times 4.8 \times 25$	16.2	
	poutre secondaire =	$0.30 \times 0.40 \times 3.8 \times 25$	11.4	
	Poteau =	$0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	19.13	
	surcharge=	$0.5 \times 1.5 \times 20.43$.15322
	Total		1151.24	173.831
9-9	venant 8 – 8		1151.24	173.831
	Plancher étage courant =	5.25×18.02	94.61	
	poutre principal =	$0.30 \times 0.45 \times 4.8 \times 25$	16.2	
	poutre secondaire =	$0.30 \times 0.40 \times 3.8 \times 25$	11.4	
	Poteau =	$0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25$	19.13	
	surcharge=	$0.5 \times 1.5 \times 20.43$		15.322
	Total		1292.58	189.153

10-10	venant 9 – 9	1292.58	189.153
	Plancher étage courant = 5.25×18.02	94.61	
	poutre principal = 0.30×0.45×4.8×25	16.2	
	poutre secondaire = 0.30×0.40×3.8×25	11.4	
	Poteau = 0.50×0.50×4.08×25	19.13	
	surcharge= 0.5×5×20.43		51.075
Total	1433.92	240.23	

$$\Rightarrow N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1433.92 + 1.5 \times 240.23 = 2296.137 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 1433.92 + 240.23 = 1674.15 \text{ KN}$$

II.13. Dimensionnement des poteaux BAEL91 (B.8.4.1) :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1) \quad \text{Avec :}$$

N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

- l_f : Longueur de flambement.

- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

- B : Surface de la section du béton (B=a x b).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a-0,02) (b-0,02)$) [m²].
- Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [1] :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

***RDC**

$$\lambda_x = \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 4.08}{0.45} = 21.98$$

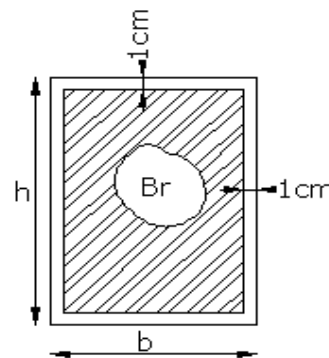
***EC**

$$\lambda_x = \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 16.49$$

✓ **Pas de risque de flambement.**

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2) (b-2) = (50-2) \times (50-2) = 2304\text{cm}^2.$$



- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 500}{100} = 500 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+500)}{100} = 80 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.8 \% B \text{ (zone IIa)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (500 \times 500) = 2000 \text{ mm}^2$$

Alors : $A = \max (500, 2000) = 2000 \text{ mm}^2$

$$\bar{N}_u = 0.80 \times \left\{ \left(\frac{230400 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) + \left(2000 \times \frac{400}{1.15} \right) \right\}$$

$$\bar{N} = 3968.855 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 2296.137 \text{ KN}$$

$\bar{N} > N_u$ Condition vérifié

N_u (KN)	A_{\min}^{BAEL} (mm ²)	A_{\min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	Condition
2296.137	500	2000	1620	2304	3968.855	Vérifiée

II.14. Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

Pour 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 suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 1674.15 \text{ KN} = 1.674 \text{ MN}$$

Donc on calcule la section qui est assurée par la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99(2003) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{1.674}{0.50 \times 0.50 \times 25} = 0.267 < 0.30 \Rightarrow CV$$

Donc : on garde les dimensions de poteau (50×50) cm²

Remarque

Selon les recommandations l'RPA la vérification de la section du poteau (**risque de rupture fragile art 7.4.3.1 page64**) faite avec les combinaisons accidentelle G+Q+E. alors la section peut être modifié.

II.15. Descente Des Charges Sur Voile :

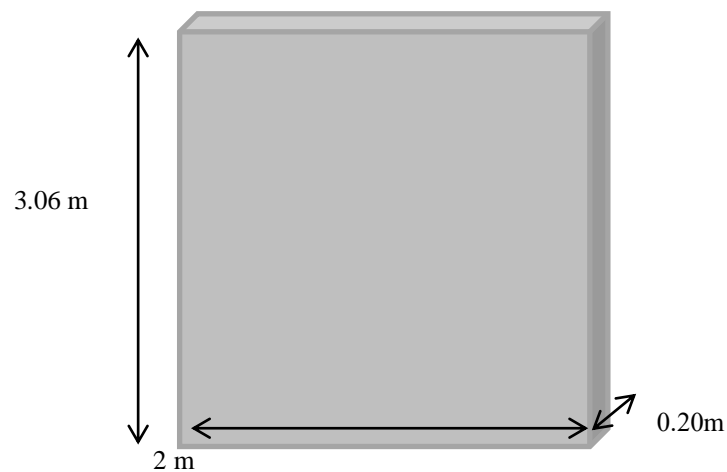


Fig II.12 :Schéma de voile

$$S = 2 * 3.06 = 6.16 \text{ m}^2$$

Tab II.13 : Descente des charges de voile

Section	éléments	Calcul				G (kn)	Q (kn)
1-1	Plancher Terrasse	6,38	*	6.12		33.94	-
	Acrotère	1.83	*	2		3.66	-
	Sur charge	1	*	6.12		-	6.12
2-2	Venant					37.6	6.12
	Voile	25	2	0.20	3.06	30.60	
3-3	Venant					68.2	6.12
	Plancher Etage	5,25	*	6.12		32.13	-
	Sur charge	1.50	*	6.12		-	9.18
4-4	Venant					100.33	15.3
	Voile	25	2	0.20	3.06	30.60	
5-5	Venant					130.93	15.3
	Plancher Etage	5,25	*	6.12		32.13	-
	Sur charge	1.50	*	6.12	0.90	-	8.26
6-6	Venant					163.06	23.56
	Voile	25	2	0.20	3.06	30.60	
7-7	Venant					193.66	23.56
	Plancher Etage	5,25	*	6.12		32.13	-
	Sur charge	1.50	*	6.12	0.80	-	7.34
8-8	Venant					225.79	30.9
	Voile	25	2	0.20	3.06	30.60	
9-9	Venant					256.39	30.9
	Plancher Etage	5,25	*	6.12		32.13	-
	Sur charge	1.50	*	6.12	0.70	-	6.43
10-10	Venant					288.52	37.33
	Voile	25	2	0.20	3.06	30.60	
11-11	Venant					319.12	37.33
	Plancher Etage	5,25	*	6.12		32.13	-
	Sur charge	1.50	*	6.12	0.60	-	5.51
12-12	Venant					351.25	42.84
	Voile	25	2	0.20	3.06	30.60	
13-13	Venant					381.85	42.84
	Plancher Etage	5,25	*	6.12		32.13	-
	Sur charge	1.50	*	6.12	0.50	-	4.59
14-14	Venant					413.98	47.43
	Voile	25	2	0.20	3.06	30.60	

15-15	Venant					444.58	47.43
	Plancher Etage	5,25	*	6.12		32.13	-
	Sur charge	1.50	*	6.12	0.50	-	4.59
16-16	Venant					476.71	52.02
	Voile	25	2	0.20	3.06	30.60	
17-17	Venant					507.31	52.02
	Plancher Etage	5,25	*	6.12		32.13	-
	Sur charge	1.50	*	6.12	0.50	-	4.59
18-18	Venant					539.44	56.61
	Voile	25	2	0.20	4.08	40.8	
TOTALE						580.24	56.61

-Vérification de la résistance des voiles à la compression :

Il faut que : $\frac{P_u}{A} \leq f_{c28}$

Tel que : $P_u = 1,35. G + 1,5.Q$

$P_u = 1,35(850240) + 1,5(56610)$

$P_u = 1232.74 \text{ K N} = 1232739 \text{ N}$

$A = 200. 2000 = 400000 \text{ mm}^2..$

$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{1232739}{400000} = 3.08 \text{ Mpa} < f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.

Chapitre III

III -1. L'ACROTÈRE

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en pax aluminium, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

III -1.2. Mode de travail :

L'acrotère se compte comme une console encadrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

L'effet normal due à son poids propre G .

La force horizontale due à la main courante Q : elle est supérieure à la pression du vent, et à la force accidentelle F_p due au séisme.

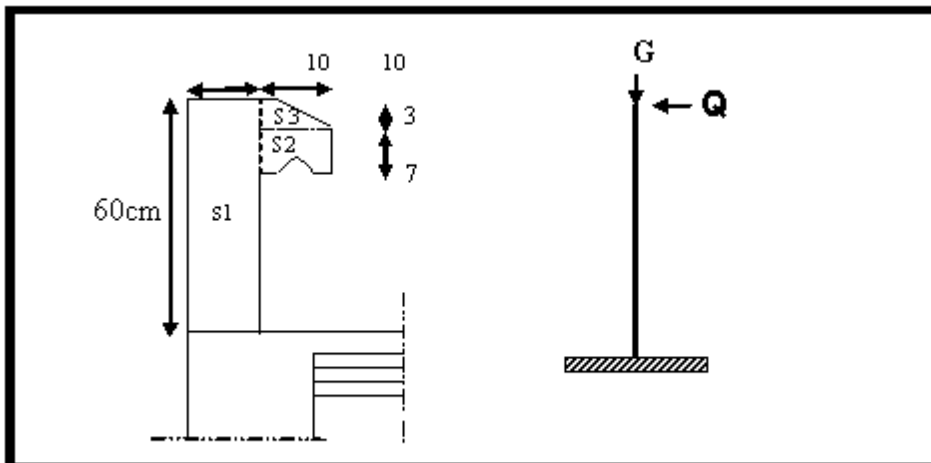


Fig -1- 1 schéma statique de l'acrotère

Fig III.1 schéma statique de l'acrotère

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur :

Surface: $S_1 + S_2 + S_3 = (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,03 \times 0,5)$

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

Charge:

G_1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ da N/ml}$$

$$G_2 = 1 \times (0.18 \times 0.6) \times 2 = 21.60 \text{ da N/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 171.25 + 21.60 = 192.85 \text{ da N/ml}$

Surcharge :

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1\text{m} = 1000\text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone IIa donc :

$$A = 0.15 \quad \text{selon le tableau 4.1}$$

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1928.5 \Rightarrow F_p = 925.68\text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000\text{N/ml.}$$

$$G = 192.85\text{ da N/ml} \quad Q = 100\text{ da N/ml}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600\text{ N.m}$$

D'une force tranche $T_\mu = Q = 1000\text{N}$

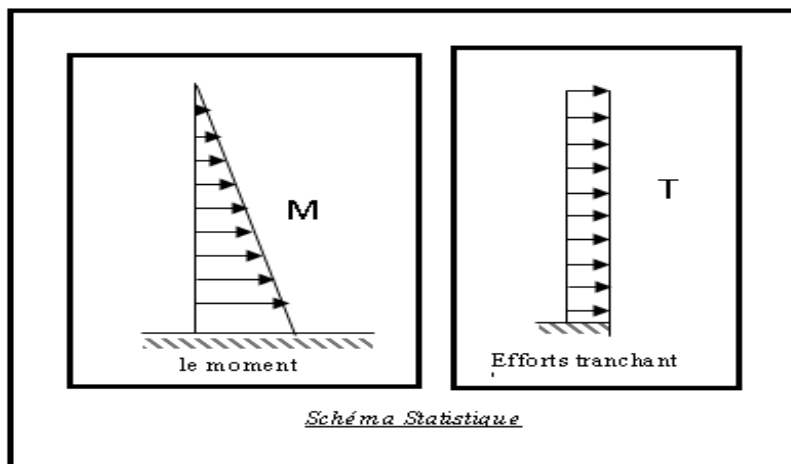


Fig III.2 schéma statique

III.1.3. SOLLICITATION:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 100 \times 0.6 = 60\text{ kg.m}$$

$$N_u = g = 192.85\text{ kg.}$$

$$T = q = 100\text{ kg.}$$

III -1.4. Combinaison d'action :**E.L.U : (1.35G+1.5Q)**

$$N_u = 1 \times N_g = 1928.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

E.L.S : (G+Q)

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1928.5 \text{ N/ml}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.ml}$$

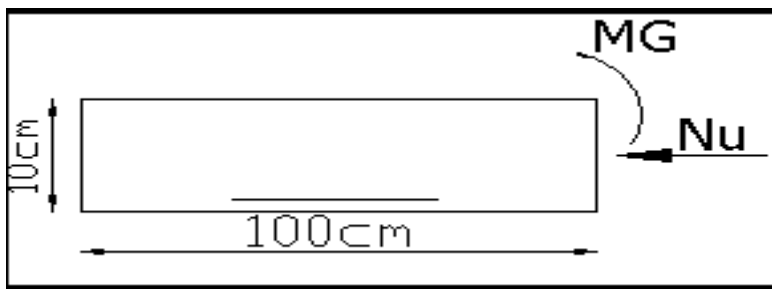
III -1.5. Calcul de ferrailage :

Fig III.3 Section à ferrailer

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur)

On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

III -1.6. Armatures longitudinales:**E.L.U :****-Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1928.5} = 0.467 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.467 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1928.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01346 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.386 - \frac{1928.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u \text{ (cm}^2\text{)}$
936.65	0.01346	0.017	0.993	0.387

III -1.7. Vérification:

E.L.U:

-Condition De Non Fragilité: BAEL (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{49.1 - 0.455 \times 7}{49.1 - 0.185 \times 7} \right] = 0.812 \text{ cm}^2$$

$$A_1^{\min} = 0.812 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal d'armature longitudinale :(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0,0025 b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^{\text{cal}} ; A^{\min} ; A_l / 2) = (0.33 ; 0.81 ; 1.25) \Rightarrow A = A_l / 2 = 1.25 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_l = 3 \text{ } \emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$. Au total pour 2 nappes : $2 \times 3 \text{ } \emptyset 8 = 3.02 \text{ cm}^2$

$$A > A_{\min 2} = 2.50 \text{ cm}^2.$$

E.L.S :

-La contrainte de traction d'armature :

D'après CBA93 :

$$\text{Fiss. Préjudiciable : } \overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s \leq \min(266.66 ; 201.63)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

-Détermination du centre de pression : (red. Livre P. CHARON; exercices)

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.3274 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

Alors le point c se trouve hors de la section :

$$C = G_b c - \frac{h}{2} = 32.7 - \frac{10}{2} = 27.74 \text{ cm}$$

Compte tenu les conventions des signes : $c = -27.7 \text{ cm}$.

$$C = -27.74 \text{ cm.}$$

$$d = 7 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$A' = 0.$$

$$A = 1.51 \text{ cm}^2.$$

$$p = -3 \times c^2 - \frac{90 \times A'}{b} \times (c - d') + \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)$$

$$p = -3 \times (-27.74)^2 - 0 + \frac{90 \times 1.51}{100} \times (7 - (-27.74))$$

$$p = -2228.42 \text{ cm}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - \frac{90 \times A'}{b} \times (c - c')^2 - \frac{90 \times A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-27.74)^3 - \frac{90 \times 1.51}{100} (7 - (-27.74))^2$$

$$q = 40154.21 \text{ cm}^3$$

y_2 : Racine de l'équation cubique:

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 2228.42 y_2 + 40154.21 = 0$$

$$y_{21} = 29.82 \text{ cm}$$

$$y_{22} = 24.54 \text{ cm}$$

$$y_{23} = -54.36 \text{ cm}$$

On adopte la racine qui a un sens physique, on retiendra pour y_2 une valeur positive telle que :

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \quad \text{avec } C < 0 \text{ alors on prend : } y_{21} = 29.82 \text{ cm}$$

Puisqu'on aura: $y_1 = 29.82 - 27.74 = 2.08 \text{ cm}$

$$\Rightarrow s = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$$\Rightarrow s = \frac{100(2.08)^2}{2} + 15[-1.51(7 - 2.08)] = 104.88$$

$$k = \frac{N_{ser}}{100 \times s} = \frac{1832.5}{100 \times 104.88} = 0.175$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.175 \times 2.08 = 0.36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 \times 0.175(7 - 2.08) = 12.92 \text{ Mpa}$$

Alors, on peut conclure que

$$\sigma_b \leq [\sigma_b] = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{et } \sigma_s \leq [\sigma_s] = 201.63 \text{ MPA} \dots \dots \text{C.V}$$

Par conséquent, on accepte la valeur de la section des armatures :

$$A = 1.51 \text{ cm}^2 \quad \text{qui égale à 3T8}$$

Armatures de répartition : (A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_r = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Espacement entre les armatures : (B.5.3.3)

$$e_l \leq \min \{2.5 \times h; 25cm\} \Rightarrow e_l \leq 25cm$$

$$\text{soit : } e_l = 20cm$$

Pour l'emplacement des armatures de répartition on prend : 3T6 par face, ces armatures longitudinales restent nécessaires pour également reprendre la traction dans le béton dû aux variations de température que subit l'acrotère.

III -1.8. Vérification de l'effort tranchant: BAEL (A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 N$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214 Mpa$$

Les fissurations sont préjudiciables, alors:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.50Mpa \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III -1.9. Présentation du ferrailage:

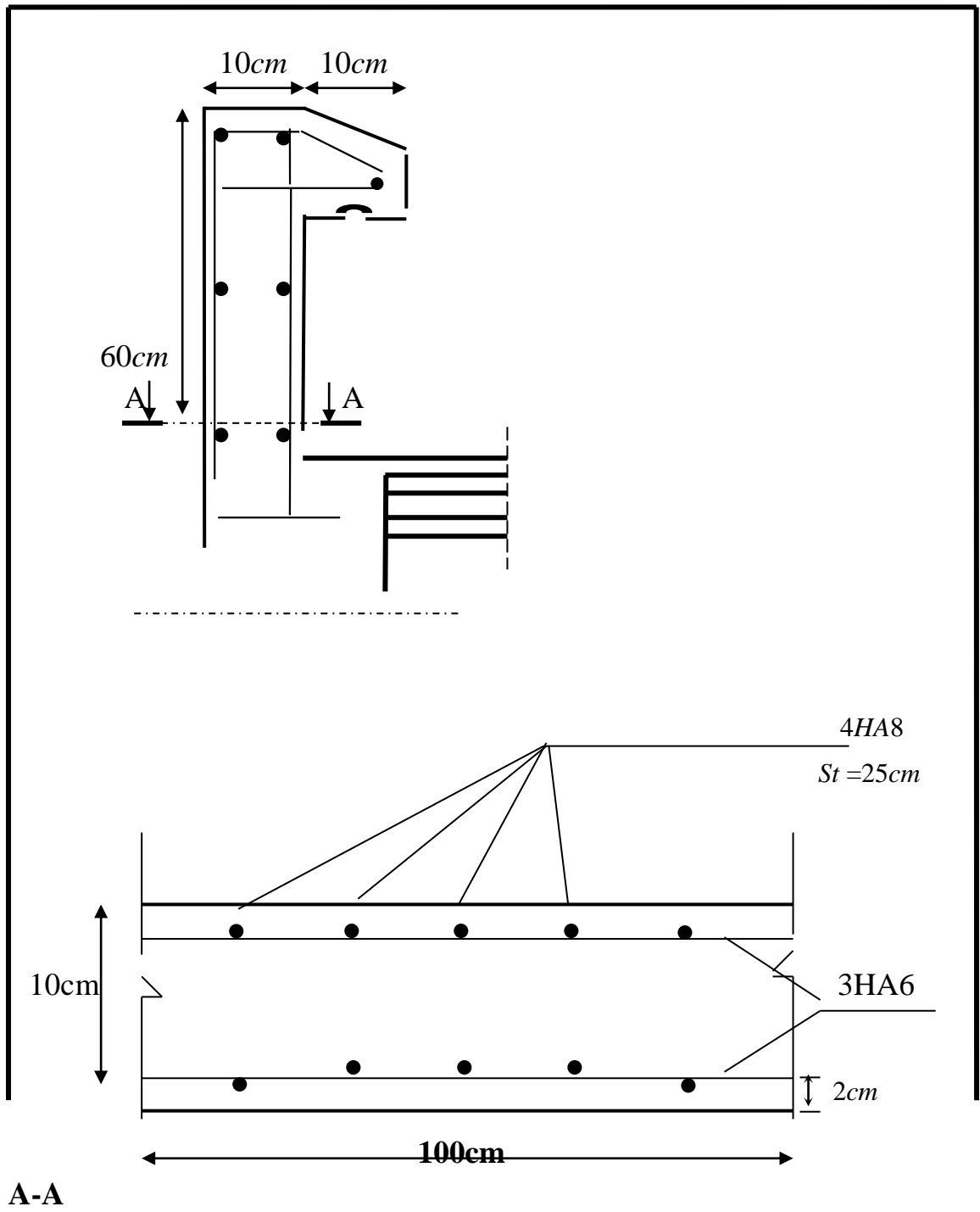


Fig III.4 Schéma ferrailage de l'acrotère

III.2.Balcon :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire

Travaillant à la flexion simple dû à :

-G : Poids propre de la console.

-Q : Surcharge d'exploitation.

-P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

* l_x 4.60 m; l_y 1.30m.

*Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration

Préjudiciable dans l'E.L.S.

1. Etage courant :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$L/15 < e < L/20 + 7 \Leftrightarrow$ on a : $L = 1,30m$

$8.6 < e < 13.5$

On prend une épaisseur de : 16 cm.

-D'après le DTR BC.2.48 ; on a :

Charge permanente:

$g = 5060 \text{ N/m}^2$ 1g

Surcharge d'exploitation:

$Q = 3500 \text{ N/m}$

Murs extérieurs :

D'après le DTR .B.C. 2.2 page 36.

- ✚ Enduit extérieur 0.36 kN/m²
- ✚ Briques creuses (10 cm) 0.9 kN/m²
- ✚ Vide d'air (ep=5 cm)
- ✚ Briques creuses (15 cm) 1.30 kN/m²
- ✚ **Enduit extérieurs en ciment** 0.36 kN/m²

Total = 2.92 kN/m²

La hauteur du mur : $h = 2,90m$.

On prend une bande de 1 m.

$\Rightarrow P = \gamma \cdot b \cdot h \cdot 1$

$\Rightarrow P = 2920 \cdot 2.9 = 8468N$

*Calcul des sollicitations :

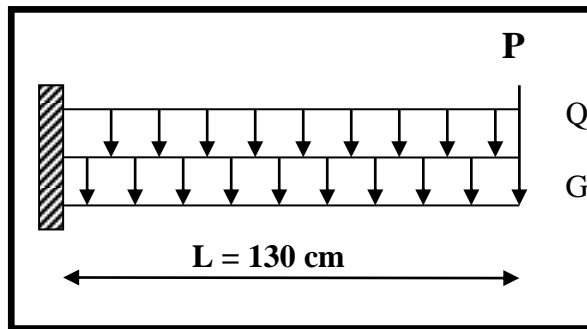


Fig III.5 schéma statique

$$M_g = \frac{g}{2} l^2; \quad M_q = \frac{q}{2} l^2; \quad M_p = pl$$

$$T_g = gl; \quad T_q = ql; \quad T_p = p$$

III -2.1. Introduction :

1. Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

2. Combinaison des charges:

➤ terrasse:

$$g = G \times 1m = 5.44 \times 1 = 5.44 \text{ kN/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1m = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = \gamma \times h \times e = 25 \times \left((0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 + 0.07}{2} \times 0.1 \right) \right) = 1.71 \text{ kN} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

Le calcul se fait sur une bande de **1m** de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

➤ Étage courant :

$$\text{Poids propre } G = 5.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Surcharge } Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La charge des murs (force concentrée) } P = 1,81 \times 2,90 = 1,99 \text{ KN}$$

Tab III.1 sollicitations

	M _g (N.m)	M _q (N.m)	M _p (N.m)	T _g (N)	T _q (N)	T _p (N)
Terrasse	4596.80	845	2223	7072	1300	1710
Etage courant	4275.7	2957.5	2587	6578	4550	1990

III -2.2. Les Combinassions d'action :

☒ **E.L.U :**

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

☒ **E.L.S :**

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

Tab III.2: les combinaisons

		Terrasse	Étage courant
ELU	M _u (N.m)	10366,23	13700,90
	T _g (N)	13805,7	18391,80
ELS	M _{ser} (N.m)	8007,3	11298,95

III -2.3. Calcul du ferrailage :

-Armatures longitudinales:

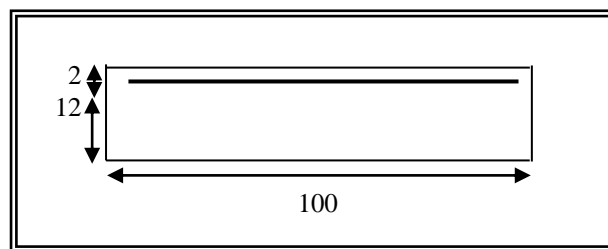


Fig III.6 section ferrailage

➤ **Terrasse:**

☒ E.L.U :

$$M_u = 10366.23 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10366.23}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.0506$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0506 \Rightarrow \alpha = 0,0641 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{10366.23}{348 \times 0.974 \times 12} = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.65 \text{ cm}^2$$

☒ E.L.S :

-La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	Γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
10366.23	8007,3	1.294	0,0641	0.398	V

- Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 14 = 1,4 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

- Tableau récapitulatif : $A = \max (A_u ; A_{min} ; A'_{min})$

A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A'_{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
2,65	1,449	1,40	2,65	4T10 = 3.14

➤ Étage courant :

☒ E.L.U :

M_u (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_u (cm ²)
13700,90	0.0684	0,392	0.0881	0,965	3.47

☒ E.L.S :

M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	Γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
13700,90	11509.45	1,215	0.0881	0,465	V

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$

$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
3.47	1,449	1,4	3.47	4T12 = 4.52

III -2.4. Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{18391,80}{1000 \times 120} = 0.153 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,157 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow (\text{C.V})$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III -2.5. Les Armatures De Répartition :

☒ Terrasse:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3\text{Ø}6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

☒ Étage courant :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3 \text{ Ø}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

III -2.6. Espacement Entre Les Armatures :

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$\text{- Terrasse: } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{- Étage courant : } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

➤ **Les armatures transversales :**

$$\text{- Terrasse : } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} . \text{ Soit : } S_t = 30 \text{ cm} .$$

$$\text{- Étage courant : } S_t = \frac{100}{3} = 30 \text{ cm}$$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t^l = 25\text{ cm} < 30\text{ cm}.$$

$$S_t^r \leq \min(4h, 45\text{ cm}) \Rightarrow S_t^r = 30\text{ cm} < 40\text{ cm}.$$

III -2.7. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$\bullet \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{14}{130} = 0,108 > 0,1 \quad (M_t=M_o) \quad (\text{c.v})$$

$$\bullet \quad \frac{A}{b_o.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{A/ Étage courant : } \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{c.v})$$

$$\text{B/ Terrasse : } \frac{3,14}{100 \times 12} = 0,0026 < 0,0105$$

$$\bullet \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{130} = 0,108 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{c.v})$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III -2.8. Présentations ferrailage :

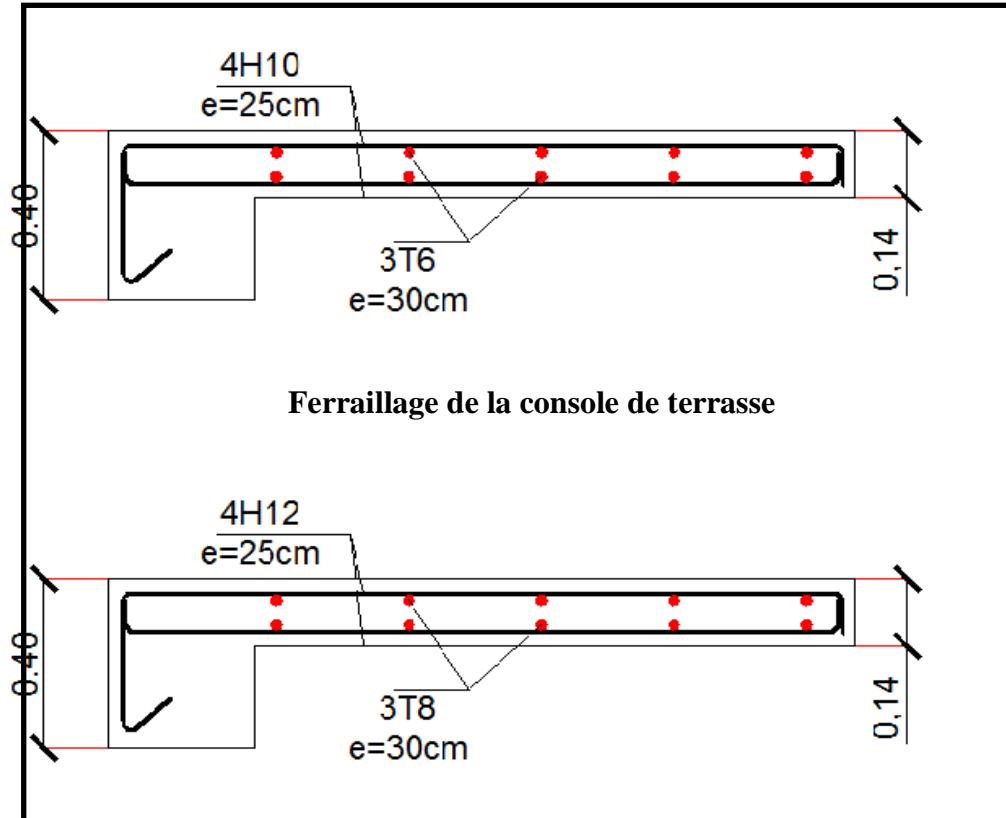


Fig III.7 ferrailage de la console de l'étage

III -3. L'ESCALIER :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer à pied d'un niveau à un autre, c'est l'élément de liaison entre deux étage, et par conséquent entre les espace qui existent sur ses niveau, l'escalier est déterminé par sa montre, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marché.

-L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

-Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

III -3.1.Dimensionnement :

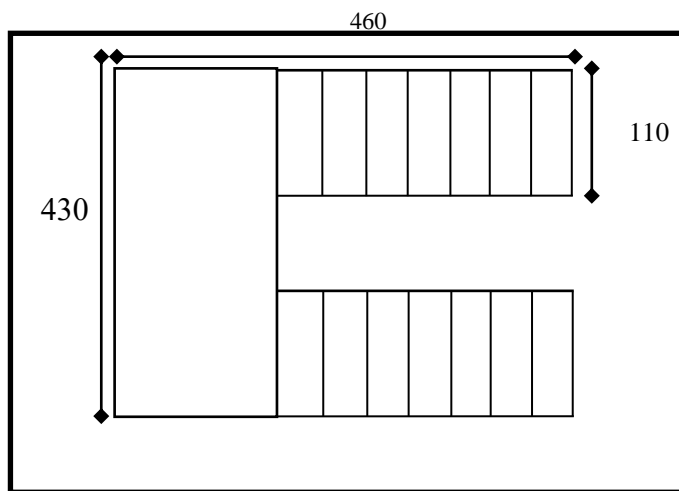


Fig III.8 Schéma des escaliers

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contres marches (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec :

h : hauteur de là contre marche varie entre 14 à 20 cm.

g : largeur de marche (giron) de 24 à 32cm.

Pratiquement:

La hauteur h : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

En prend: $h=17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$.

Donc: $60 \leq g+2h \leq 66$

Le nombre de contre marche:

- * Hauteur d'étage: $H= 306 \text{ cm}$.
- * Hauteur RDC: $H= 408 \text{ cm}$.
- * Dimension de giron: $24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$

* Hauteur de la contremarche: $16\text{cm} \leq h \leq 20\text{ cm} \Rightarrow h = 17\text{cm}$

* Nombre de contre marches

- Le nombre des marches : $n = \frac{H/2}{h}$

RDC :

$n = H/h = 408/17 = 24$ contre marches

EC :

$n = H/h = 306/17 = 18$ contre marches

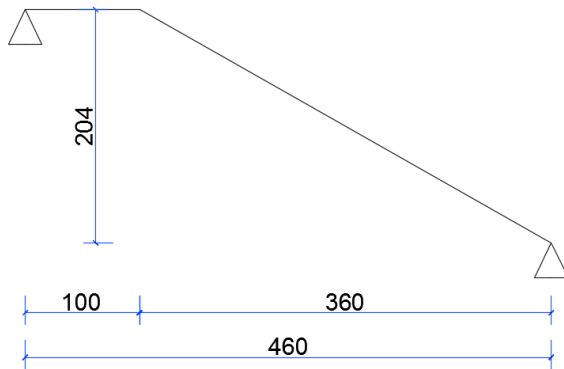
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

-escalier RDC \rightleftharpoons Étage:

$$D'où : e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$$

$$L = L' + L_{\text{paillasse}}$$



$$L' = \sqrt{H^2 + Lpa^2} = \sqrt{204^2 + 360^2} = 413\text{ cm}$$

$$L = l' + l_{\text{palier}} = 413 + 100 = 513\text{ cm}$$

Donc $L_{\max} = 513\text{ cm}$

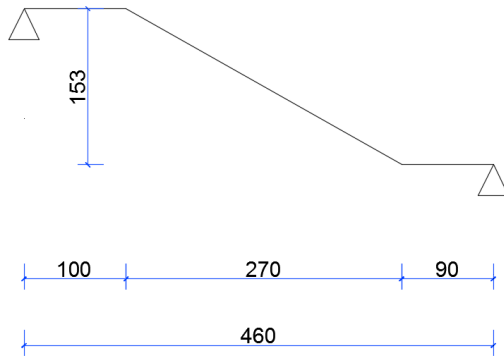
$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 513 = (17.10 \div 25.65)$$

Soit $e = 20\text{ cm}$.

-escalier étage courant :

$$D'où : e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max}$$

$$L = L' + L_{\text{paillasse}}$$



$$L' = \sqrt{H^2 + Lpa^2} = \sqrt{153^2 + 270^2} = 310 \text{ cm}$$

$$L = l' + l_{\text{palier}} = 310 + 100 + 90 = 500 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } L_{\text{max}} = 500 \text{ cm}$$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 500 = (16.66 \div 25)$$

Soit $e = 20 \text{ cm}$.

III -3.2. L'escalier :

***Exemple de calcul (escalier RDC) :**

-Combinaisons d'action :

$$\text{E.L.U : } P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\text{E.L.U : } P_{u1} = 1,35 \times 7.10 + 1,5 \times 2.5 = 13.36 \text{ KN/ml}$$

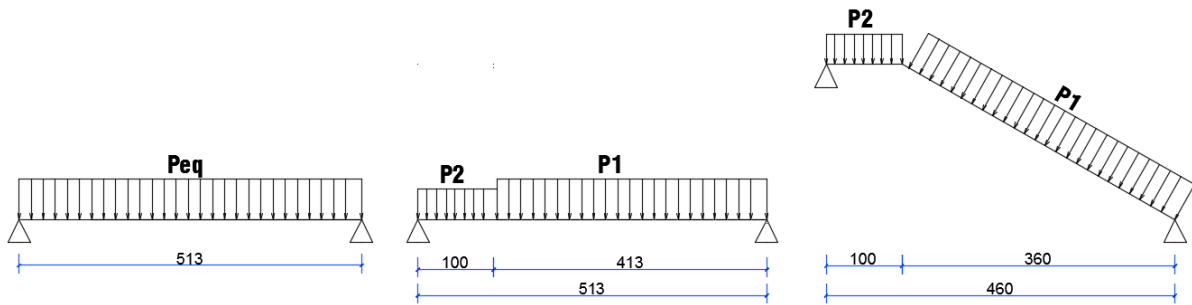
$$P_{u2} = 1,35 \times 6.04 + 1,5 \times 2.5 = 11.90 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_{s1} = 7.10 + 2.5 = 9.60 \text{ KN/ml}$$

$$P_{s2} = 6.04 + 2.5 = 8.54 \text{ KN/ml}$$

	Paillasse (kN/ml)	Palier (kN/ml)
ELU	13.36	11.90
ELS	9.60	8.54

* Détermination des sollicitations

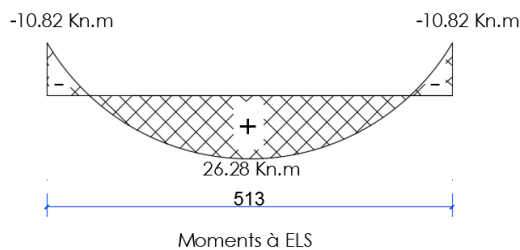
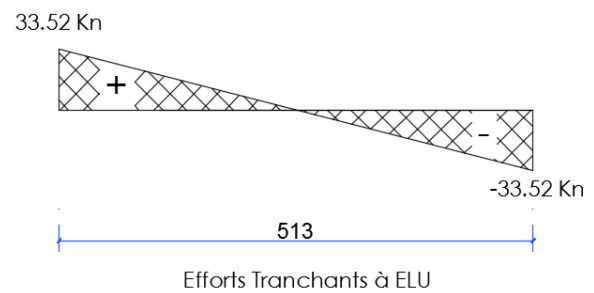
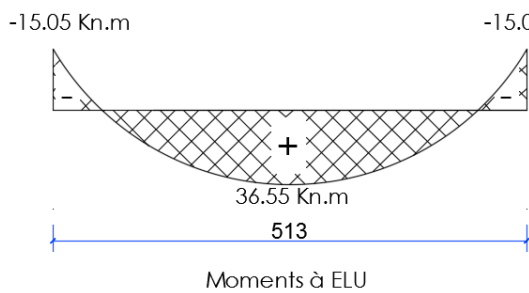


-La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

-Le moment isostatique : $M_o = P_{eq} \times \frac{L^2}{8}$

-L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

	P_{eq} (kN/ml)	M_o (kN.m)	$M^t = 0.85 M_o$	$M^a = 0.35 M_o$	T_u (kN)
ELU	13.07	43.00	36.55	15.05	33.52
ELS	9.40	30.92	26.28	10.82	



III -3.3. Calcul de ferrailage :

1-Armatures longitudinales :

$$\mu < \mu_{\ell} \Rightarrow \lambda = 0 \quad \text{avec : } A = \frac{M^u}{\beta d \cdot \sigma_s}$$

E.L.U :

$$F_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \quad d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

$$\mu_{\ell} = 0.392 \quad ; \quad \text{avec} \quad : \quad \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

	Mu (kN.m)	M	α	B
Travée	36.55	0.089	0.116	0.954
Appuis	15.05	0.037	0.047	0.985

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec} \quad : \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	Mu (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	36.55	26.28	1.39	25	0.116	0.445	Vérifié
Sur appuis	15.05	10.82	1.39	25	0.047	0.445	Vérifié

III -3.4. Conditions de non fragilité :

-Section minimal d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_{\min}^1 \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times 100 \times 20 = 2.00 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A_{\min}^1 , A_{\min}^2/2)$

	A_u (cm ²)	A_{\min}^1 (cm ²)	$A^2/2_{\min}$ (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	6.48	2.05	1.00	6.48	7T14= 10.78
Appuis	2.58	2.05	1.00	2.58	7T14= 10.78

III -3.5. Vérification de l'effort tranchant :

-La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{33.52 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.20 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifier})$$

-Les armatures de répartition :

$$A_t = A_L / 4$$

	A_t (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	2.70	6T8= 3.02
Appuis	2.70	6T8= 3.02

III -3.6. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

-Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \leq \min(60 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_t = \frac{100}{6} = 16.6 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifier}$$

$$\text{Appuis: } S_t = \frac{100}{6} = 16.6 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifier}$$

-Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) \leq \min(80 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifier}$$

$$\text{Appuis: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifier}$$

III -3.7. Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; M_t = 0,85M_0$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{513} = 0.039 \leq 0.085 \quad C : \text{non vérifiée}$$

$$2/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.78}{100 \times 17} = 0.0063 < 0.0105 \quad C : \text{vérifiée}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{513} = 0.039 < 0.0625 \quad C : \text{non vérifiée}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments reposant sur 2 appuis et la portée L égale ou plus à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)). Cependant, on a $L = 5.13 \text{ m} > 5 \text{ m}$ donc $f_{adm} = (L/1000) + 0.5 \text{ cm} = 1.013 \text{ cm}$.

III -3.8. Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5,2)**-Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{100 \times 15 \frac{15}{2} + 15 \times 10.78 \times 17}{100 \times 15 + 15 \times 10.78} = 8.42 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 20 - 8.42 = 11.58 \text{ cm}$.

$$\delta = y_G - 2 = 6.42 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 78324.16 \text{ cm}^4$$

-Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{10.78}{100 \times 17} = 0.0063$$

Pour les déformation instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0063} \Rightarrow \lambda_i = 3.33 .$$

-Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\Rightarrow \lambda_v = 3.33$$

III -3.9. Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes.**J:** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g = \frac{(6.04 \times 1.0) + (7.10 \times 4.13)}{1.0 + 4.13} = 6.89 \text{ KN/m}$$

$$j = \frac{(G_{dallepleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j = \frac{(5 \times 1.0) + (5 + 1.91) \times 4.13}{1.0 + 4.13} = 6.54 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser}^g = \frac{0.85 g l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6.89 \times 5.13^2}{8} = 19.27 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^j = \frac{0.85 j l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6.54 \times 5.13^2}{8} = 18.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser}^{q_{ser}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 9.40 \times 5.13^2}{8} = 26.28 \text{ kN.m}$$

III -3.10. Calcul des contraintes de traction :

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P.charon), pour déterminer la contrainte en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.63$$

D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P.charon)

On tire la valeur : $\beta l \quad \rho_1 = 0.63 \Rightarrow \beta_1 = 0.884$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{19.27 \times 10^3}{0.884 \times 10.78 \times 17} = 118.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{18.29 \times 10^3}{0.884 \times 10.78 \times 17} = 113.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{26.28 \times 10^3}{0.884 \times 10.78 \times 17} = 162.22 \text{ MPa}$$

III -3.10.1. Calcul de coefficient $\ll \mu \gg$:

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

(A=0 si $\mu=0$)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0063 \times 113.28 + 2.1} = 0.258$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0063 \times 118.95 + 2.1} = 0.279$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho_s \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0063 \times 162.22 + 2.1} = 0.406$$

III -3.10.2 Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25}$$

$$= 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$= 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

III -3.10.3. Calcul des inerties :

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{78324.16}{1 + (3.33 \times 0.279)} = 44662.23 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{78324.16}{1 + (3.33 \times 0.279)} = 44662.23 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{78324.16}{1 + (3.33 \times 0.258)} = 46342.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{qser} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{qser}} = 1.1 \times \frac{78324.16}{1 + (3.33 \times 0.406)} = 36631.51 \text{ cm}^4$$

III -3.11. Flèche correspondent :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot I^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{19.27 \times 10^3 \times (513)^2}{10 \times 32164.2 \times 44662.23} = 0.353 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot I^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{18.29 \times 10^3 \times (513)^2}{10 \times 32164.20 \times 46342.17} = 0.323 \text{ cm}$$

$$f_{qser} = \frac{M_{ser}^{qser} \cdot I^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^{qser}} = \frac{26.28 \times 10^3 \times (513)^2}{10 \times 32164.2 \times 36631.51} = 0.587 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot I^2}{10 E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{19.27 \times 10^3 \times (513)^2}{10 \times 10818.87 \times 44662.23} = 1.05 \text{ cm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{qser} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_i = 1.05 - 0.323 + 0.587 - 0.353 = 0.961 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L < 5 \text{ m}$ on a :

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = 1.01 \text{ cm} > \Delta f_i = 0.889 \text{ cm} \quad \text{C.V.}$$

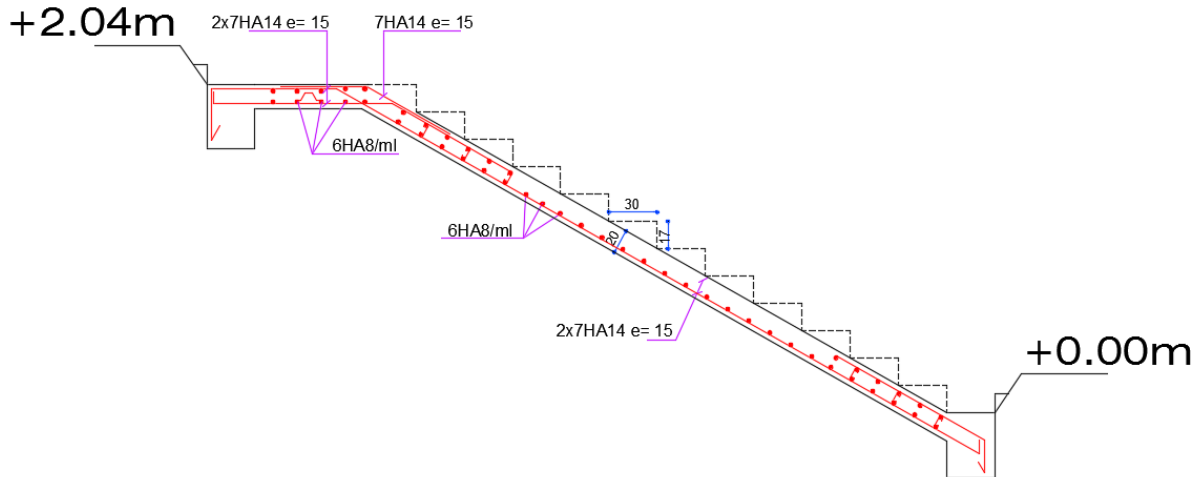


Fig III.9. Ferrailage escalier

Remarque : Il est à noter que deux règles constructives importantes doivent être respectées en ce qui concerne la disposition du ferrailage longitudinal des escaliers :

- 1- Coude supérieur : les aciers longitudinaux doivent être croisés afin de palier à la poussée au vide.
- 2- Coude inférieur : Les aciers longitudinaux (nappe inférieure) doivent être continus afin d'éviter toute fissuration à ce niveau.

III -3.12. Etude de la poutre palière :

La poutre palière sera partiellement encastrée sur deux extrémités et est soumise à la flexion plus une torsion, les charges qui la sollicitent sont dues à son poids propre ou poids du mur intérieur et la réaction de la volée d'escalier.

III -3.12.1. Dimensionnement :

$L = 4.30 \text{ m}$: la longueur de la poutre entre axes

$$L/15 \leq h \leq L/10 \implies 430/15 \leq h \leq 430/10 \implies 28.67 \leq h \leq 43$$

On adopte: $h = 40 \text{ cm}$

$$0.3 \times h \leq b \leq 0.4 \times h$$

$12 \text{ cm} \leq b \leq 16 \text{ cm}$ soit $b = 30 \text{ cm}$.

Pour avoir une bonne rigidité on adopte : une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

III -3.12.2. Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre palière : $G_1 = 0.30 \times 0.4 \times 25 = \mathbf{3.00 \text{ KN/ml}}$

Poids propre du mur : $G_2 = 2.92(4.08-0.45) \times 0.7 = \mathbf{7.42 \text{ KN/ml}}$

Réaction du paillasse et du palier : $R = \frac{q \cdot L}{2}$

Calcul des réactions:

L : longueur de la paillasse = 3.10 m

$$R_u = q_{eq} \times L / 2 = 13.07 \times 5.13 / 2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{R_u = 33.52 \text{ KN}}$$

$$R_{ser} = q_{eq} \times L / 2 = 9.40 \times 5.13 / 2 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{R_{ser} = 24.11 \text{ KN}}$$

III -3.12.3. Combinaison des charges :

E.L.U : $q_u = R_u + R_u \text{ mur} + R_u \text{ pp}$

$$= 33.52 + 1.35 \times (3 + 7.42) =$$

$$\mathbf{q_u = 47.59 \text{ KN/ml}}$$

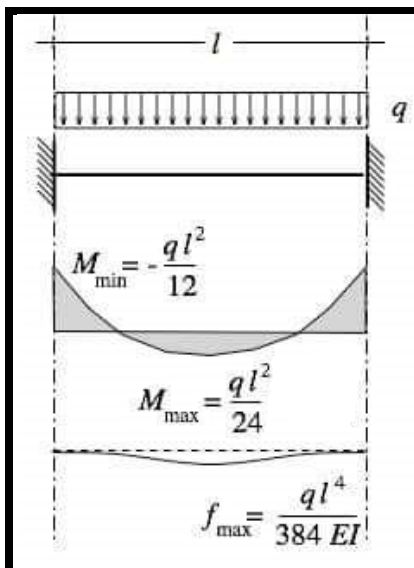
E.L.S : $q_{ser} = R_s + R_s \text{ mur} + R_s \text{ pp}$

$$= 24.11 + (3 + 7.42)$$

$$\mathbf{q_{ser} = 34.53 \text{ KN/ml}}$$

III -3.13. Calcul des sollicitations de la poutre palière :

La poutre palière et un élément bar encastré dans les deux cotés



$$\underline{\mathbf{E.L.U}} : M_{\text{travé}} = q_u L^2 / 24 = 47.59 \times (4.30)^2 / 24$$

$$M_{\text{travé}} = \mathbf{36.66 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\text{appui}} = q_u L^2 / 12 = 47.59 \times (4.30)^2 / 12$$

$$M_{\text{appui}} = \mathbf{73.33 \text{ KN.m}}$$

$$\underline{\mathbf{E.L.S}} : M_{\text{travé}} = q_u L^2 / 24 = 34.53 \times (4.30)^2 / 24$$

$$M_{\text{travé}} = \mathbf{26.60 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\text{appui}} = q_u L^2 / 12 = 34.53 \times (4.30)^2 / 12$$

$$M_{\text{appui}} = \mathbf{53.20 \text{ KN.m}}$$

IV.5.4.3. Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple avec :

$$d = h - c$$

$$C \geq 2.5 \text{ cm ; soit } C = 3.00 \text{ cm}$$

$$D = h - c = 40 - 3 = 37.00 \text{ cm}$$

$$\mathbf{b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm}}$$

E.L.U :

En Travée

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{36660}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.063$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_l$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.081$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.968$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{36660}{0.968 \times 37 \times 348} = 2.94 \text{ cm}^2$$

En appui

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \sigma_b} = \frac{73330}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.126$$

$$\text{Donc : } \mu < \mu_l$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.169$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.932$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d\sigma_s} = \frac{73330}{0.932 \times 37 \times 348} = 6.11 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	α	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	36.33	26.60	1.37	25	0.081	0.435	Vérifié
Sur appuis	73.33	53.20	1.38	25	0.169	0.440	Vérifié

III -3.14. Vérification nécessaire pour les poutres :**1-La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; f_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

2-Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,20 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% . b . h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{\min}, A_{\min}^{BAEL} / 2, A_{\min}^{RPa} / 2)$$

III -3.15. Choix des barres :**En travée :**

$$A = \max (2.94, 1.34, 0.60, 3.00)$$

$$A = 3.00 \text{ cm}^2 \text{ alors en adopte } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Au niveau des appuis :

$$A = \max(6.11, 1.34, 0.60, 3.00)$$

$$A = 6.11 \text{ cm}^2 \text{ alors en adopte } 6\mathbf{HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :(la contrainte tangentielle)

$$T_u^{\max} = 102.32 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{102320}{300 \times 370} = 0.92 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.92 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\mathbf{CV})$$

III -3.16. Vérification de la flèche :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$\frac{h}{L} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(\mathbf{CV})$$

$$\frac{h}{L} = 0.093 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.033 \dots\dots\dots(\mathbf{CV})$$

$$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 > \frac{A}{b \times d} = 0.0031 \dots\dots\dots(\mathbf{CV})$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

1) Disposition constructives :

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

*** En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 10\text{cm.}$$

***En zone courante:**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

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

$$S_t \leq \min(33,30 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2) Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

3) Condition exigée par le RPA2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit (cadre de **2T8** + un étrier de **2T8**) = **2,01 cm²**

III -3.17. Calcul la poutre à la torsion :

1) Le moment de torsion : « M_{tor} »

$$M_{\text{tor}} = M_a$$

M_a : Devient un moment de torsion sur la poutre palière.

$$M_{\text{tor}} = M_a = 73,33 \text{ KN.m}$$

2) D'après BAEL91 : on va remplacer

La section pleine par la section creuse, pour la quelle :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M}{2\Omega e}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{73330}{2 \times 87500 \times 50} = 0,0084 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau_{\text{flex}} + \tau_{\text{tor}} = 0,0084 + 0,92 = 0,93 \text{ MPa}$$

Alors : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ $\tau_u = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots$ **Condition Vérifié.**

4) Armature longitudinale de la torsion :

$$A_{tor} = \frac{\mu \times M_t}{2\Omega \frac{f_e}{\sigma_s}}$$

$$\mu = 2[(h - e) + (b - e)] = 2 \times [(40 - 5) + (30 - 5)] = 120$$

$$A_{tor} = \frac{120 \times 73330}{2 \times 875 \times 348} = 11.30 \text{ cm}^2$$

ON Adopte pour une section globale en appui : A = 8T14 = 12.32 cm²

III -3.18. Les Armature totales :

	$A_{Flex} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{Tor} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{Adopt} \text{ (cm}^2\text{)}$	<i>choix</i>
Travée	4.62	3.08	7.70	3HA14+2HA14
Appuis	9.24	3.08	12.32	6HA14+2HA14

Travée

Appui

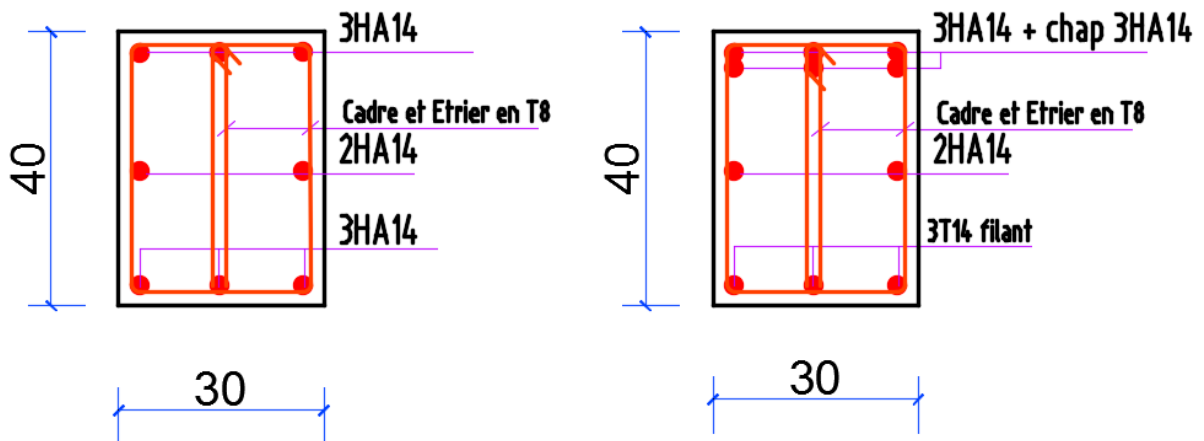


Fig III.10 ferrailage poutre palière

III.4. ETUDES DES PLANCHERS :

III.4.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.4.2. Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant.

III.4.3. Calcul des poutrelles :

a-méthode forfaitaire

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

b- Méthode de Caquot :

Condition d'application :

- $Q > 2G$
- $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

III.4.4. Calcul des moments:

a. Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

b. Les moments en travées :

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

- $M_T \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2}M_0$ travée de rive
- $M_T \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0$ travée intermédiaire

c. Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 16 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ;$$

III.4.5. Les combinaison d'action :

- **Plancher étage courant (habitation):** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} = G = 5250 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} = Q = 1500 \text{ N/m}^2$$

- **Plancher terrasse (habitation) :** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} : G = 6380 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Surcharge} : Q = 1000 \text{ N/m}^2$$

- **Plancher RDC (Commercial) :** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente} : G = 5250 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Surcharge} : Q = 5000 \text{ N/m}^2$$

➤ **E.L.U**

$$P_{uEC} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5250 + 1,5 \times 1500) \times 0,65 = 6069,38$$

$$P_{uEC} = 6069,4 \text{ N/ml}$$

$$P_{uTerrasse} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 6380 + 1,5 \times 1000) \times 0,65 = 6573,45$$

$$P_{uTerrasse} = 6573,45 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S**

$$P_{sEC} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5250 + 1500) \times 0,65 = 4387,5$$

$$P_{sEC} = 4387,5 \text{ N/ml}$$

$$P_{sTerrasse} = (G + Q) \cdot 0,65 = (6380 + 1000) \times 0,65 = 4797$$

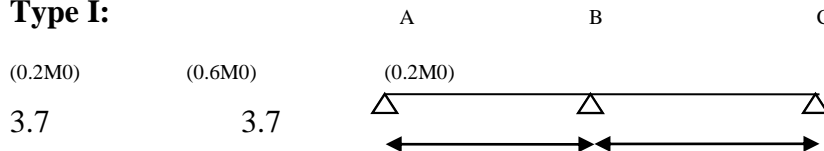
$$P_{sTerrasse} = 4797 \text{ N/ml}$$

Remarque : la méthode de calcul que nous choisissons est *la méthode forfaitaire* parce que toutes les conditions sont vérifiées.

III.4.6. Calcul des planchers à corps creux type 1

Nous avons deux types des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse

Type I:



- $1000 \leq 2 \times 6380 = 12760 \text{ N}$ (condition vérifiée)
- Inertie constante. (condition vérifiée)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} = \frac{3,7}{3,7} = 1 \leq 1,25 \quad (\text{condition Vérifiée})$$

Fissuration non préjudiciable. (condition vérifiée)

Valeur des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

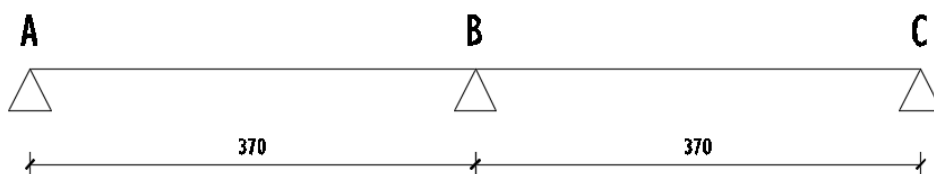
T_d = l'effort tranchant à droite de la travée

T_g = l'effort tranchant à gauche de la travée

III.4.7. Détermination des sollicitations :

III.4.7.1. Plancher terrasse :

type 01



III -4.7.2. Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

-ELU

Appui	A	B	C
Valeur	2.25	6.74	2.25

-ELS

Appui	A	B	C
Valeur	1.64	4.93	1.64

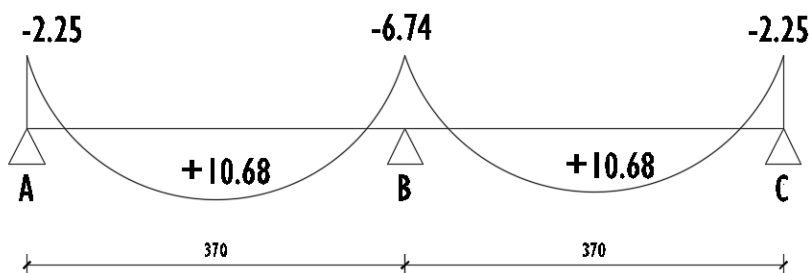
III -4.7.3. Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

-ELU

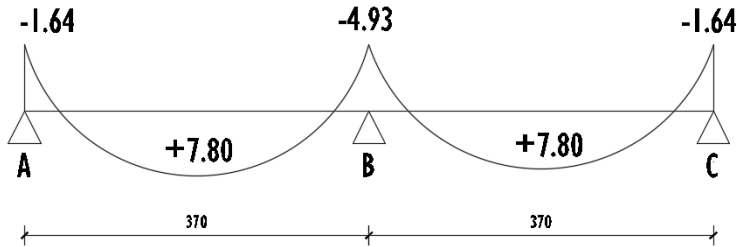
Travée	A-B	B-C
L(m)	3.70	3.70
Pu(KN)	6.57	6.57
Mo(KN.M)	11.24	11.24
Mt(KN.M)	10.68	10.68
Tg(KN)	9.13	15.21
Td(KN)	-15.21	-9.13

-ELS

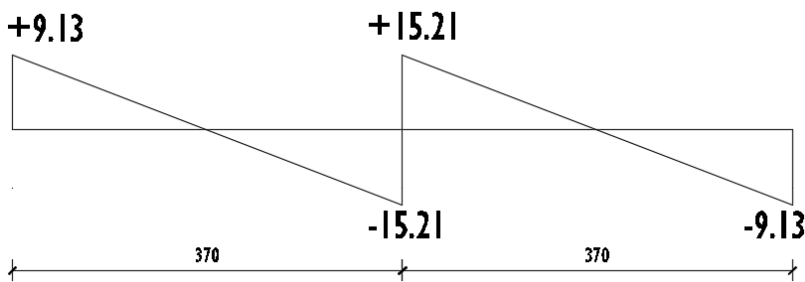
Travée	A-B	B-C
L(m)	3.70	3.70
Ps(KN)	4.80	4.80
Mo(KN.M)	8.21	8.21
Mt(KN.M)	7.80	7.80



Diagrammes des moments a L'ELU

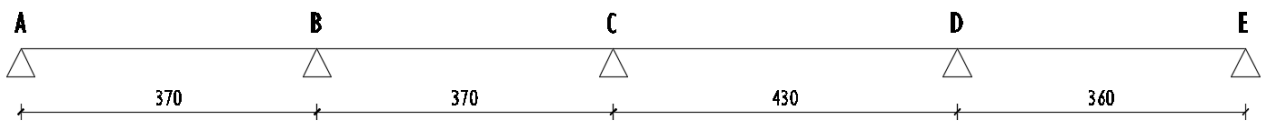


Diagrammes des moments a L'ELS



Diagrammes des efforts tranchants a L'ELU

type 02



III -4.7.4. Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

-ELU

Appui	A	B	C	D	E
Valeur	2.25	5.62	6.07	7.59	2.23

III -4.7.5. Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

-ELS

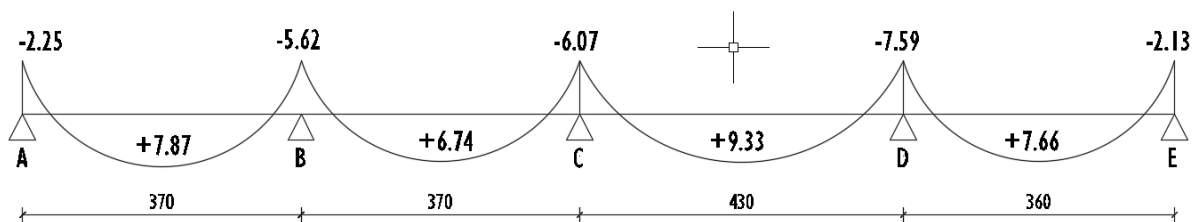
Appui	A	B	C	D	E
Valeur	1.64	4.11	4.44	5.55	1.56

-ELU

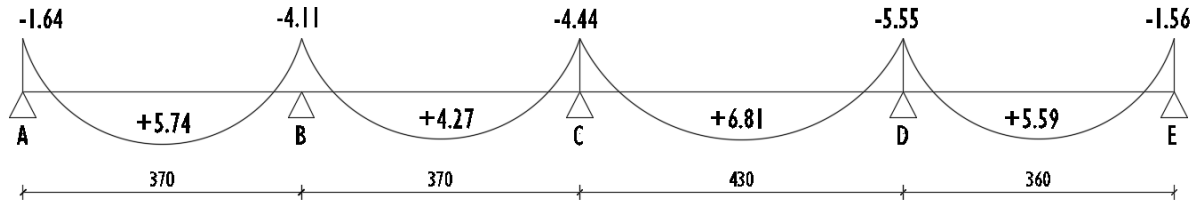
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
L(m)	3.70	3.70	4.30	3.60
Pu(KN)	6.57	6.57	6.57	6.57
Mo(KN.M)	11.24	11.24	15.18	10.64
Mt(KN.M)	7.87	6.74	9.33	7.66
Tg(KN)	9.69	12.39	13.55	14.86
Td(KN)	-14.65	-11.94	-14.73	-8.82

-ELS

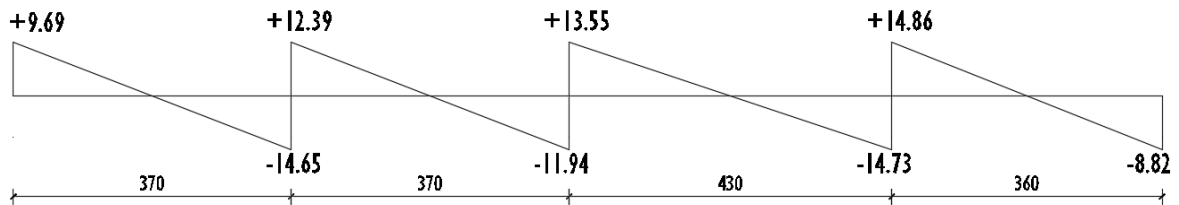
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
L(m)	3.70	3.70	4.30	3.60
Ps(KN)	4.80	4.80	4.80	4.80
Mo(KN.M)	8.21	8.21	11.09	7.78
Mt(KN.M)	5.74	4.27	6.81	5.59



Diagrammes des moments a L'ELU

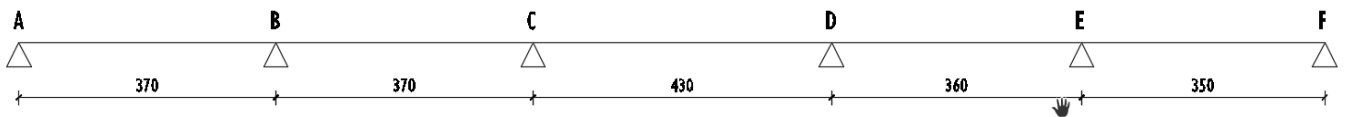


Diagrammes des moments a L'ELS



Diagrammes des efforts tranchants a L'ELU

type 03



III -4.7.6. Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

-ELU

Appui	A	B	C	D	E	F
Valeur	2.25	5.62	6.07	6.07	5.32	2.01

-ELS

Appui	A	B	C	D	E	F
Valeur	1.64	4.11	4.44	4.44	3.89	1.74

III -4.7.7. Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

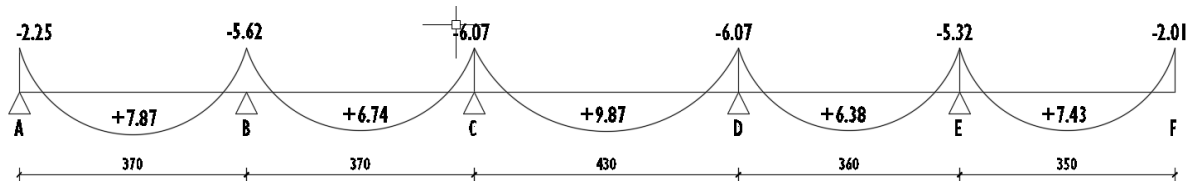
-ELU

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	3.70	3.70	4.30	3.60	3.50
Pu(KN)	6.57	6.57	6.57	6.57	6.57
Mo(KN.M)	11.24	11.24	15.18	10.64	10.06

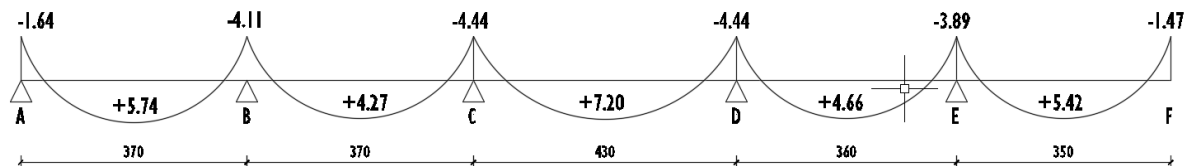
Mt(KN.M)	7.87	6.74	9.87	6.38	7.43
Tg(KN)	9.73	12.20	14.15	12.04	13.83
Td(KN)	-14.61	-12.14	-14.13	-11.64	-9.19

-ELS

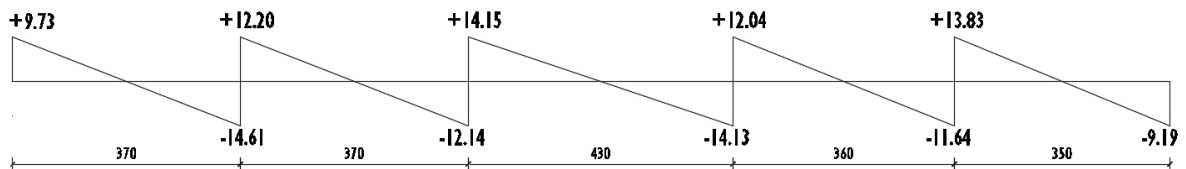
Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L(m)	3.70	3.70	4.30	3.60	3.50
Ps(KN)	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80
Mo(KN.M)	8.21	8.21	11.09	7.78	7.35
Mt(KN.M)	5.74	4.27	7.20	4.66	5.42



Diagrammes des moments a L'ELU

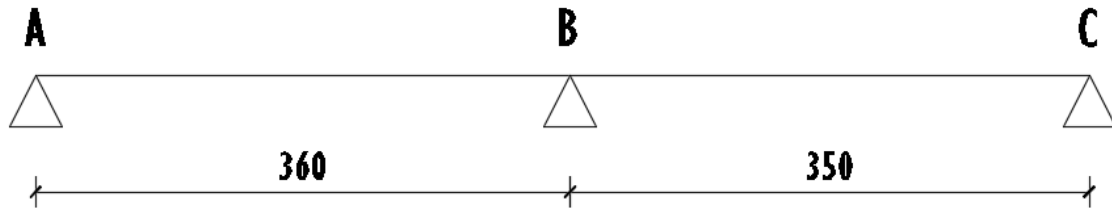


Diagrammes des moments a L'ELS



Diagrammes des efforts tranchants a L'ELU

type 04



III -4.7.8. Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

-ELU

Appui	A	B	C
Valeur	2.13	6.38	2.01

-ELS

Appui	A	B	C
Valeur	1.56	4.67	1.47

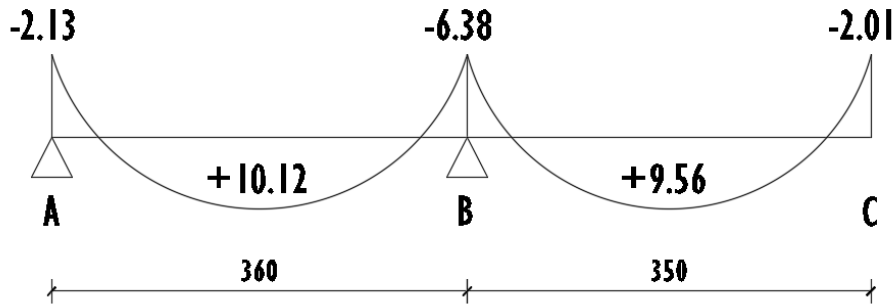
III -4.7.9. Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

-ELU

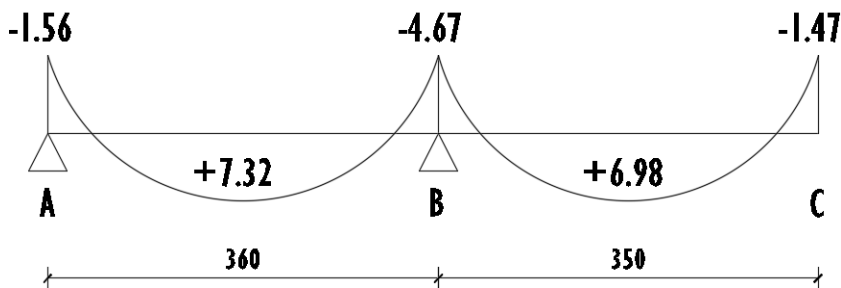
Travée	A-B	B-C
L(m)	3.60	3.50
Pu(KN)	6.57	6.57
Mo(KN.M)	10.64	10.06
Mt(KN.M)	10.12	9.56
Tg(KN)	8.96	14.47
Td(KN)	-14.72	-8.55

-ELS

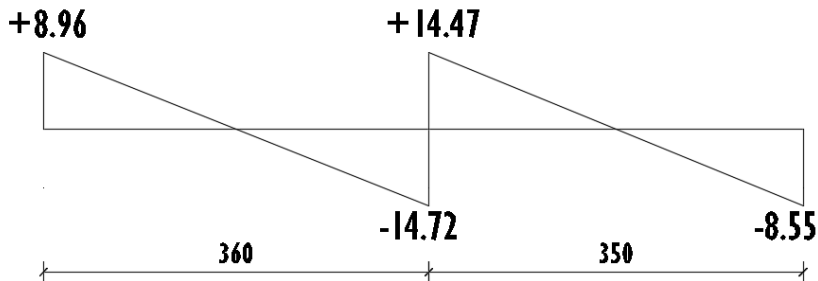
Travée	A-B	B-C
L(m)	3.60	3.50
Ps(KN)	4.80	4.80
Mo(KN.M)	7.70	7.35
Mt(KN.M)	7.32	6.98



Diagrammes des moments a L'ELU



Diagrammes des moments a L'ELS



Diagrammes des efforts tranchants a L'ELU

III -4.8. Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse.

***Les armatures longitudinales :**

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_o = 10\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm} \quad ; \quad h_o = 4\text{cm}$$

L'enrobage:

$$C \geq 1 + \frac{\hat{\phi}l}{2} + \hat{\phi}t = 1 + \frac{1.2}{2} + 0.6 = 2.2 \text{ cm}$$

$$\hat{\phi}l = 10 \text{ à } 14 \text{ mm} \quad ; \quad \hat{\phi}t = 6 \text{ mm}$$

$C \geq 2.2 \text{ cm}$; soit $C = 3.00 \text{ cm}$

E. L. U :

***En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \times 65 \times 4 \times (17-2) = 55.38 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10.68 \text{ KN.m (Travée type 01)}$$

$$M_t^{\max} = 10.68 \text{ N.m} \leq M_0 = 55.38 \text{ KN.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 60 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{10680}{14.2 \times 65 \times 17^2} = 0.040 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,040 \Rightarrow \alpha = 0,051 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10680}{348 \times 0.980 \times 17} = 1.84 \text{ cm}^2$$

***En Appui :**

$$M_a^{\max} = 7.59 \text{ KN.m (Travée type 02)}$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{7590}{14.2 \times 10 \times 17^2} = 0.185 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,185 \Rightarrow \alpha = 0,258 \Rightarrow \beta = 0,897$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7590}{348 \times 0.897 \times 17} = 1.43 \text{ cm}^2$$

E. L. S :

D'après le BAEL91

La fissuration est peut nuisible ; Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	M_u [N. m]	M_{ser} [N. m]	f_{c28}	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
En travée	10680	7800	25	1.37	0.435	0.051	Vérifier
En appui	7590	5550	25	1.37	0.435	0.258	Vérifier

III -4.8. Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1).

$$A_{t,min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

*En Travée :

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

*En Appui :

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

III -4.8.1. Pourcentage minimal: BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m \geq 0.001 \times b \times h$$

*En Travée :

$$A_m \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

*En Appui :

$$A_m \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2.$$

III -4.8.2. Tableau récapitulatif :

	A_{cal} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	$A_{min}^{BAEL}/2$ (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	CHOIX
En travée	1.84	1.33	0.65	2.26	2HA12
En appui	1.43	0.21	0.10	2.26	2HA12

III -4.9. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

La contrainte tangentielle : $\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant (**Travée type 01**)

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{15210}{100 \times 170} = 0.89 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}) \quad \text{Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

Si $\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ Alors la condition est vérifiée. on n'a pas besoin d'armatures de cisaillements.

-Diamètre minimale: BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(5, 71; 10; 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2 \phi_t = 0, 56 \text{ cm}^2.$$

- L'espace St : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 10} = 32,90 \text{ cm}$$

-BAEL91 (A.5.1, 23)

$$s_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - k 0.3 f_{t28})} = 31.12 \text{ cm} \quad k = 1 \text{ cas ou la flexion simple}$$

$$st \leq \min(s_{t1}, s_{t2}, s_{t3})$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

III -4.8.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)

a-/ Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9.d = 15.3$ cm.

$$T_u = 15210 \text{ N}$$

$$T_u = 15210 < 0.267 \times 15.3 \times 10 \times 100 \times 25 = 102127.5 \text{ N} \dots \dots \dots (cv)$$

b-/ Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2HA12 = \text{cm}^2 = 226 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{15210}{400} = 43.73 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 43.73 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

III -4.8.4. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égal à 60cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4.Ln}{f_e}$$

A : La section des armatures en \perp aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ On adapte } 5\text{Ø}5 = 1.00 \text{ cm}^2 ; \text{ espacement } 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1.00}{2} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adapte : $3\text{Ø}5 = 0.60 \text{ cm}^2$; espacement $100/3 = 33.3 \text{ cm}$

Donc on adopte un treillis soudé TS Ø5 mailles $(200 \times 200) \text{ mm}^2$. Ou $(200 \times 300) \text{ mm}^2$.

III -4.9. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.047 \geq 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 17} = 0.0020 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.047 \geq 0.043 \dots \dots (cv)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

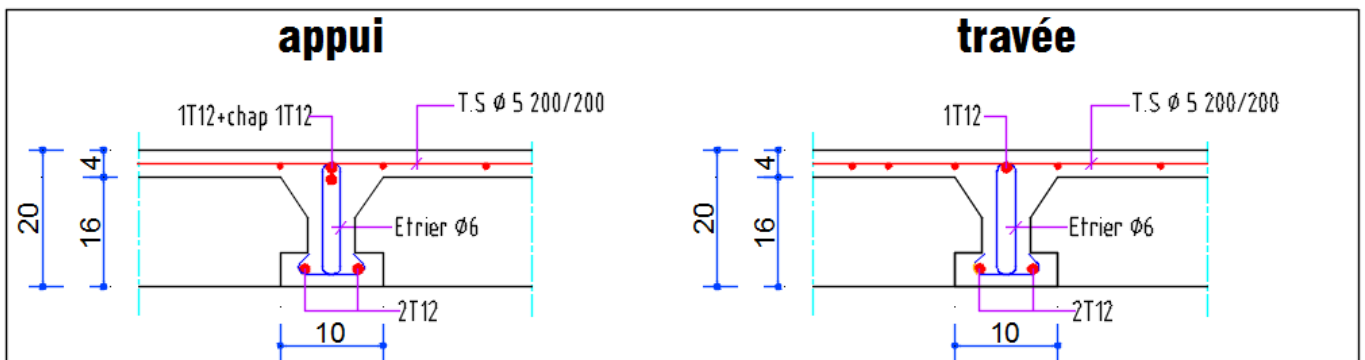


Fig III.11. Ferrailage des planchers

Chapitre IV

IV-1 Etude de sismique

IV-1.1 Introduction :

Un mouvement se produit dans le sol à grande profondeur, il se traduit à la surface de la terre par des déformations entraînant des forces (de toutes directions) qui s'appliquent aux constructions. Pour rendre possible les calculs une force F à la surface du sol, de direction quelconque, est décomposée en une force horizontale H et une force verticale V .

Estimant les résultats de cette catastrophe, pour assurer la sécurité des personnes et pour évaluer et prévenir les risques de détérioration des structures ; de nombreux pays industrialisés ont établis des textes (nommés Règles) qui sont destinés à diriger la conception et le calcul des constructions parasismiques ; où il faut faire la différence entre la conception générale d'un bâtiment : détermination des volumes, des formes, des hauteurs, répartition des masses, position des éléments porteurs, type d'ossature... et les calculs qui permettent de donner à ces éléments porteurs les dimensions nécessaires pour qu'ils résistent aux efforts auxquels ils seront soumis.

IV-1.2 Le but :

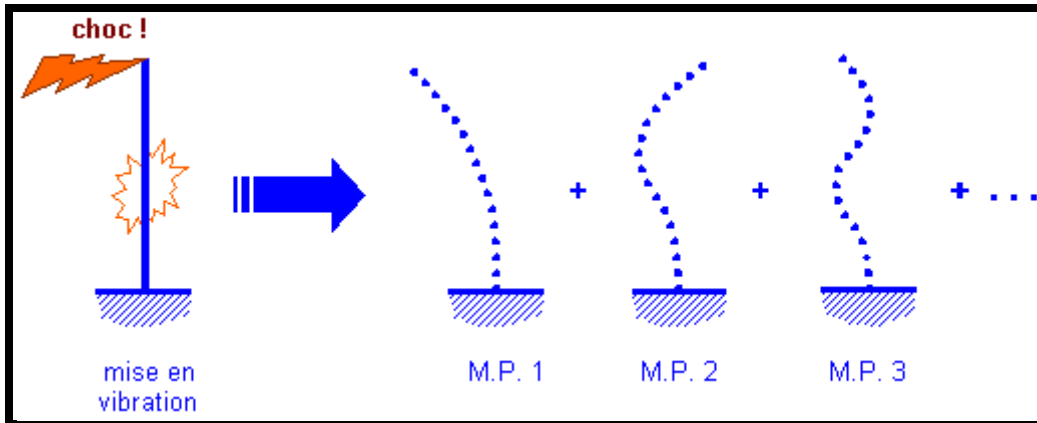
Le but de l'étude du séisme est de calculer et prévoir des mesures nécessaires à la conception et l'exécution, de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaine et aux biens (matériels). Pour aboutir à notre objectif, le RPA 99 permet sous certaines conditions de vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis-à-vis des sollicitations d'ensemble.

Dans ce chapitre, nous étudions d'une manière générale l'analyse du risque sismique du bâtiment en exploitant les résultats obtenus par sa modélisation.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

Considérons une console verticale encastrée à sa base sur un support rigide. Supposons aussi que cette console ne peut se déformer que dans le plan vertical qui nous fait face. Appliqué un choc horizontal en tête de la console:



La console se met à vibrer : on peut montrer que ce mouvement vibratoire complexe est la superposition des mouvements vibratoires découplés des différents modes propres de la console, réagissant indépendamment les uns des autres à l'excitation initiale.

IV-1.3. Modélisation de la structure :

La modélisation consiste à rechercher un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité du système d'origine, en se basant sur les hypothèses suivantes :

- la structure est considérée comme une console encastrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans (3 degré de liberté) : déplacement en deux direction **X,Y** et rotation au l'axe vertical **Z**.

IV-1.4. Choix de la méthode de calcul : RPA 99 (Art.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV-1.5. Méthode statique équivalente :

• Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action

sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

• **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans L'article 4.1.2 du RPA 99.

IV-1.6. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

IV-1.7. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Remarque : Pour qu'on puisse savoir le comportement exact du bâtiment vis-à-vis du séisme, on préférera utiliser la méthode dynamique

➤ **Principe de la méthode dynamique modale spectrale :**

Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des efforts engendrés dans la structure par des forces sismiques représenté par un spectre de réponse de calcul, ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **Buts de l'analyse dynamique:**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ; $\beta = 0,2$ est le coefficient réducteur des charges Q (soit 20%).

Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003:

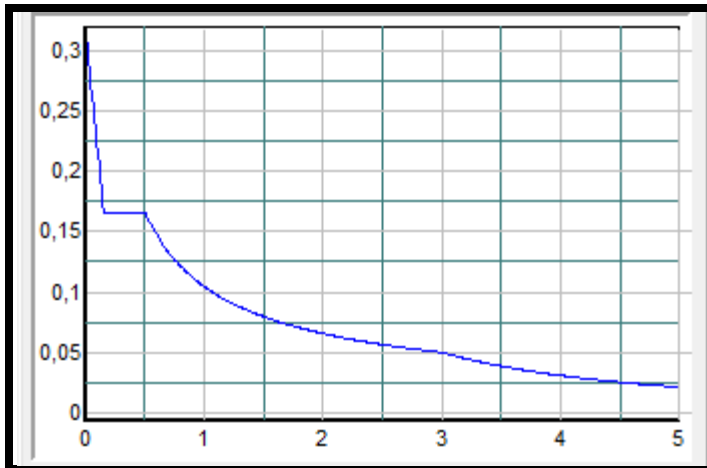
Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, implanté dans la wilaya De ANNABA (Zone IIa), et ayant une hauteur totale de 31.62 m, il sera classé au groupe d'usage 2.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2.

➤ **Spectre de calcul :**

Spectre de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans l'article 4.3.3 du RPA 99 / version 2003



Spectre de calcul

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

IV-1.8. Analyse de la structure Initiale (proposition 1):

a) Description du logiciel (ROBOT):

Le système « **Robot Structural Analyses 2020** » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analysis permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot Structural analyse sont les suivantes :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l’éditeur conçu à cet effet,
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l’écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),

- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels).

b) Modélisation de la structure initiale :

Les caractéristiques dynamiques de la structure (modes propres et formes propres) sont déterminées en utilisant le logiciel de calcul (Robot 2020) qui fera l'objet d'une présentation détaillée ci-après.

La figure montre la structure initiale.

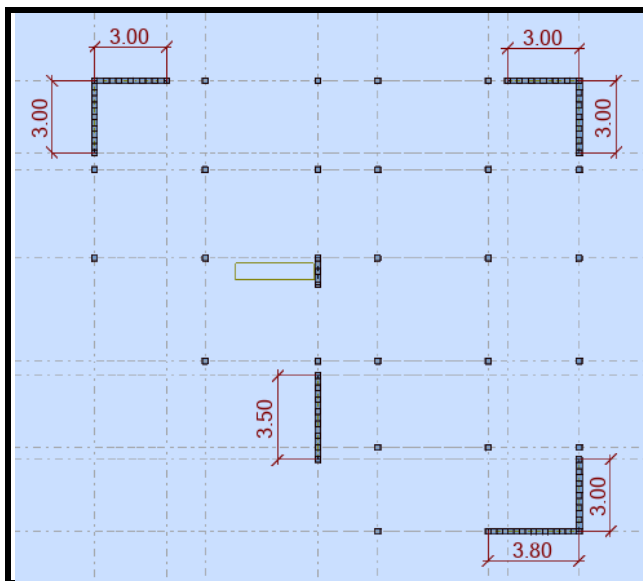


Fig.IV.1.vue en plan de la structure

Le système de contreventement de la structure est considéré comme mixte (portiques et voiles) avec interaction. Les périodes propres et les formes propres de la structure seront analysés et commentés dans ce chapitre.

c) Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

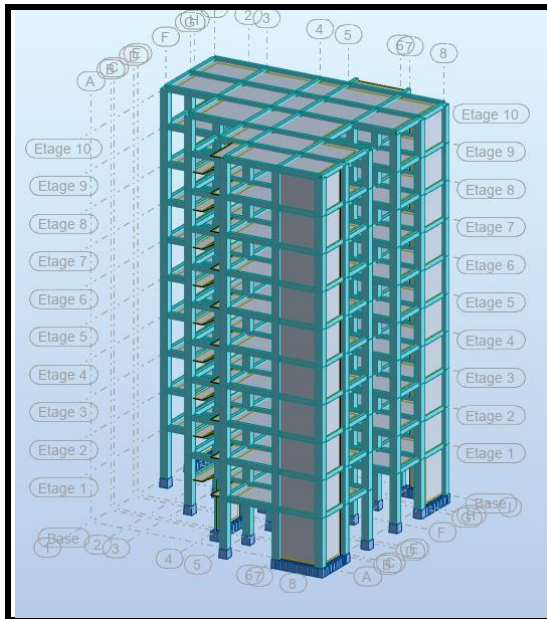


Fig.IV.2. Vue 3D

d) Modélisation de masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ exigée par le RPA99 version 2003. Dans notre cas $\beta = 0,2$ correspondant à la surcharge d’exploitation modérée.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

Tab.IV.1 chargement

Cas	Type de charge	Liste			
1: poids propr	poids propre	1A23 25A816 818A825 828A939	Structure enti	-Z	Coeff=1,00
2:G	(EF) surfacique uniforme	869	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,58
2:G	(EF) surfacique uniforme	156 161A735P82	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,45
2:G	(EF) surfacique uniforme	818 819	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,94
2:G	(EF) surfacique uniforme	157 158 162A736P82 163A737P82	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,56
2:G	charge uniforme	740A743 746 749 754 758 761A767 773A785P4 77	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,83
2:G	charge uniforme	26A28 35A55P4 58A94P12 73A75 83A657P82 86A	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-7,77
3:Q	(EF) surfacique uniforme	818 819 869	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,00
3:Q	(EF) surfacique uniforme	735 736	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,50
3:Q	(EF) surfacique uniforme	737	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,50
3:Q	(EF) surfacique uniforme	653 654	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,35
3:Q	(EF) surfacique uniforme	655	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-3,15
3:Q	(EF) surfacique uniforme	571 572	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,20
3:Q	(EF) surfacique uniforme	573	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,80
3:Q	(EF) surfacique uniforme	489 490	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,05
3:Q	(EF) surfacique uniforme	491	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,45
3:Q	(EF) surfacique uniforme	407 408	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,90
3:Q	(EF) surfacique uniforme	409	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,10
3:Q	(EF) surfacique uniforme	156 157 161 162 243 244 325 326	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,75
3:Q	(EF) surfacique uniforme	158 163 245 327	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,75
2:G	(EF) surfacique uniforme	822A862P10 823A847P8 834A864P10 837 849 857	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,22
3:Q	(EF) surfacique uniforme	822A862P10 823A847P8 834A864P10 837 849 857	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50
2:G	(EF) surfacique uniforme	824 828A868P5 830A865P5	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,79
3:Q	(EF) surfacique uniforme	824 828A868P5 830A865P5	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50

IV-1.9. Spectre de réponse :

Les sollicitations peuvent être obtenues en introduisant la notion du spectre de réponse. En général, deux directions d’excitation sismique perpendiculaires sont considérées, par la suite, les résultats sont combinés selon la méthode SRSS pour obtenir l’enveloppe des efforts internes (M, N, T) et faire les vérifications nécessaires. Toutes ces phases sont générées automatiquement par le logiciel.

Pour tenir compte de l'effet de torsion dû aux excentricités involontaires des masses, les chargements en torsion de la méthode des forces de remplacement sont automatiquement utilisés.

a) Périodes et coefficients de participation modaux :

Tab.IV.2. Périodes et facteurs de participation modaux (proposition 1)

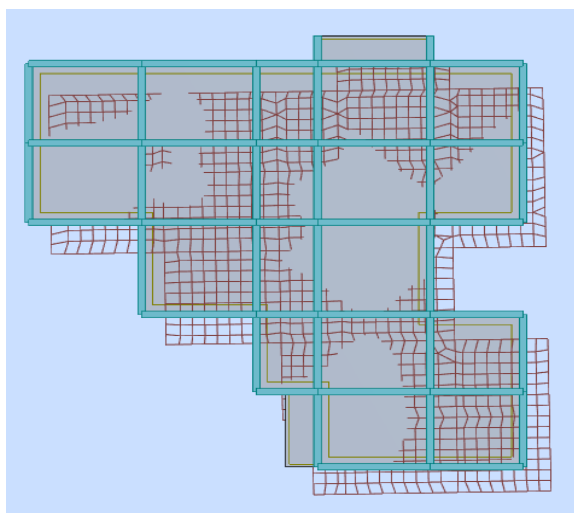
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,41	0,71	26,76	45,73	26,76	45,73	3777995,20	3777995,20
4/ 2	1,46	0,68	73,45	71,78	46,70	26,05	3777995,20	3777995,20
4/ 3	2,10	0,48	73,54	72,42	0,08	0,64	3777995,20	3777995,20
4/ 4	5,03	0,20	88,82	72,73	15,28	0,30	3777995,20	3777995,20
4/ 5	5,28	0,19	89,18	89,08	0,36	16,35	3777995,20	3777995,20
4/ 6	8,11	0,12	89,19	89,33	0,01	0,25	3777995,20	3777995,20
4/ 7	9,19	0,11	93,54	89,47	4,34	0,14	3777995,20	3777995,20
4/ 8	10,29	0,10	93,72	94,43	0,18	4,97	3777995,20	3777995,20
4/ 9	11,04	0,09	93,73	94,43	0,01	0,00	3777995,20	3777995,20
4/ 10	12,34	0,08	93,73	94,43	0,00	0,00	3777995,20	3777995,20

b) Interprétation :

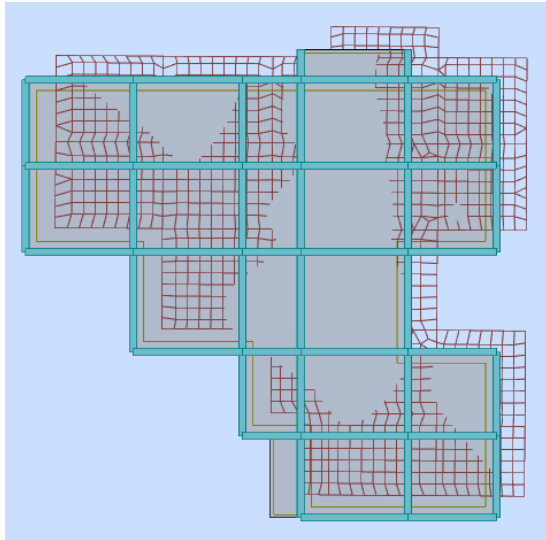
L'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous permet de dire ce qui suit :

On constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

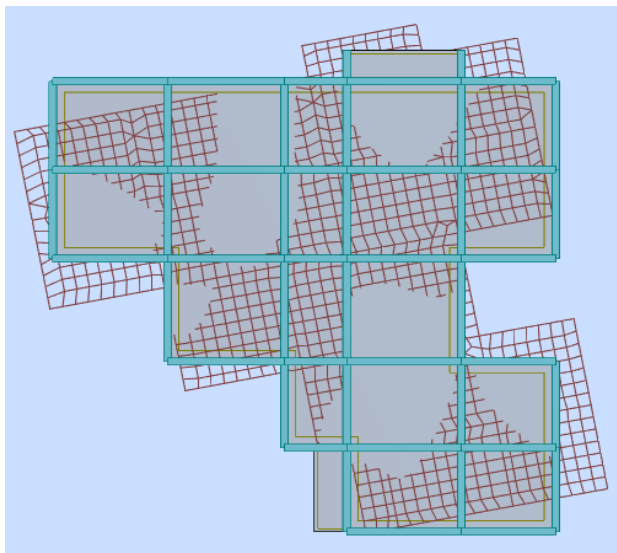
- le 1^{er} mode est un mode de torsion.
- le 2^{ème} mode est un mode torsion.



Premier mode de vibration : vue en plan (T1=0.71 sec).



Deuxième mode de vibration : vue en plan ($T_2=0.68$ sec).



Troisième mode de vibration : vue en plan ($T_3=0.48$ sec).

IV-1.10. Conclusion :

L'analyse modale de notre structure nous a permis de conclure la présence d'une instabilité de cette dernière vu la présence de la torsion au niveau 1.

Nous concluons alors, que la conception de la structure est mauvaise et il faut alors revoir

Le système de contreventement et surtout la disposition de certains voiles pour obtenir des modes de translations purs qui doivent absorber le maximum d'énergie sismique induite à la structure lors d'un tremblement de terre.

IV-2. Conception et analyse de la nouvelle variante (proposition 2):

IV-2.1. Introduction :

Suite à l'analyse de la structure initiale (proposition 1), plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal.

Nous présenterons dans ce qui suivra un 2^{ème} proposition.

IV-2.2. Proposition 2 :

On propose de minimiser certains voiles et augmenter la section de Poteau afin d'améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion, Système de contreventement se présente comme suit :

- ✓ 04 voiles transversaux (sens-y) de 20 cm.
- ✓ 03 voiles longitudinaux (sens-x) de 20cm.
- ✓ Section des poteaux (55x55) cm².

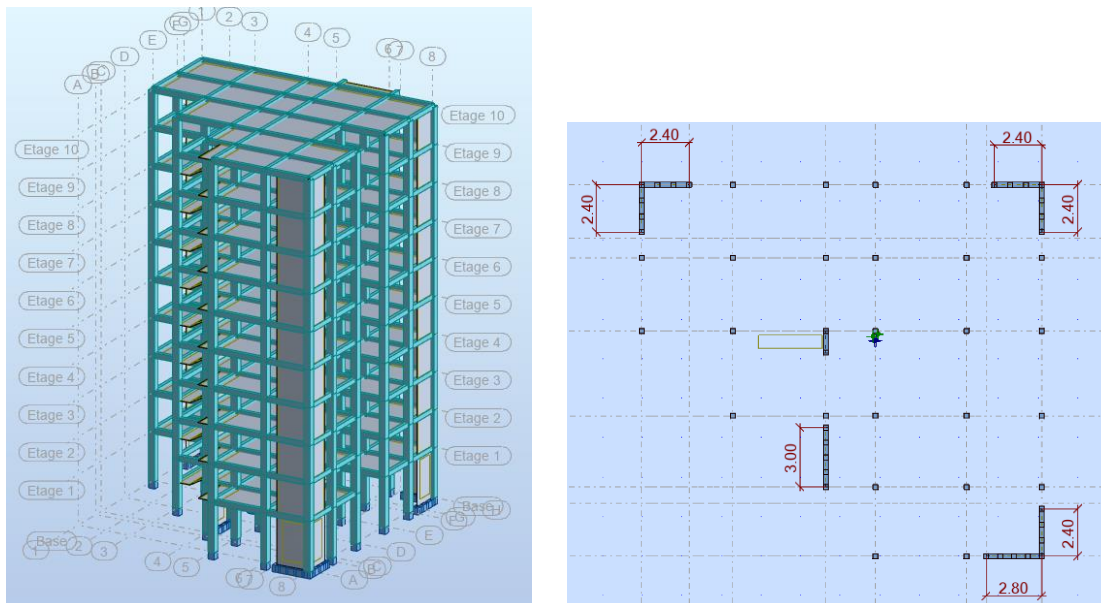


Fig.IV.3. Vue en plan et en élévation de la proposition

***Périodes et coefficients de participation modaux :**

Tab.IV.3. Périodes et facteurs de participation modaux (2^{ème} proposition)

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	1,28	0,78	73,89	2,16	73,89	2,16	3577762,48	3577762,48
4/ 2	1,30	0,77	75,95	74,06	2,06	71,90	3577762,48	3577762,48
4/ 3	1,75	0,57	75,96	74,29	0,01	0,24	3577762,48	3577762,48
4/ 4	4,31	0,23	89,79	74,50	13,82	0,21	3577762,48	3577762,48
4/ 5	4,64	0,22	90,11	89,53	0,33	15,03	3577762,48	3577762,48
4/ 6	6,45	0,16	90,11	89,68	0,00	0,15	3577762,48	3577762,48
4/ 7	7,98	0,13	94,48	89,68	4,37	0,00	3577762,48	3577762,48
4/ 8	9,19	0,11	94,48	94,77	0,00	5,09	3577762,48	3577762,48
4/ 9	11,23	0,09	94,50	94,77	0,01	0,00	3577762,48	3577762,48
4/ 10	11,61	0,09	94,50	94,77	0,01	0,00	3577762,48	3577762,48

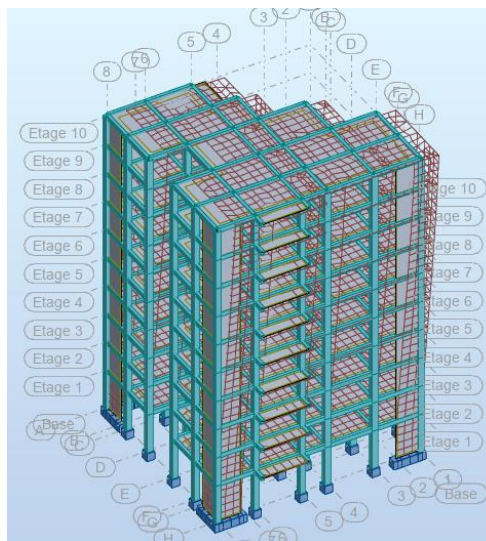
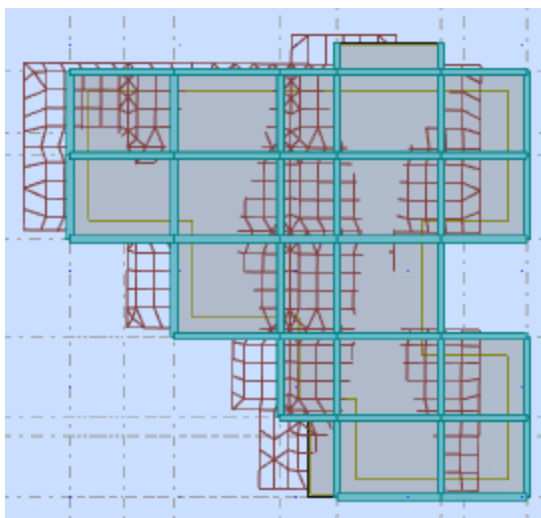
IV-2.3. Interprétations des résultats :

On constate qu'il faut **8 modes** pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a.

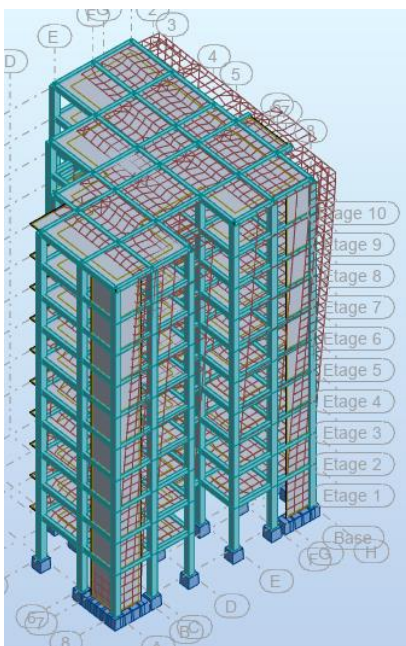
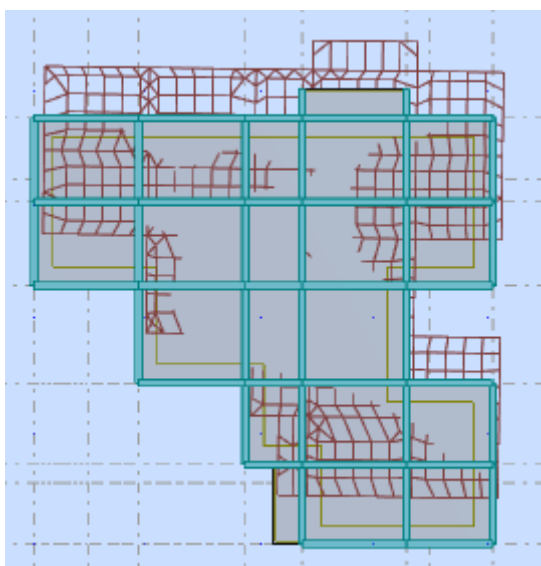
- ✓ Le 1^{er} mode est un mode translation pure selon l'axe X avec 73.89 %.
- ✓ Le 2^{ème} mode est un mode translation pure selon l'axe Y avec 71.90 %.
- ✓ Le 3^{ème} mode est mode torsion pure.
- ✓ La période fondamentale

$$T_{x_{dynamique}} = 0.78\text{sec}$$

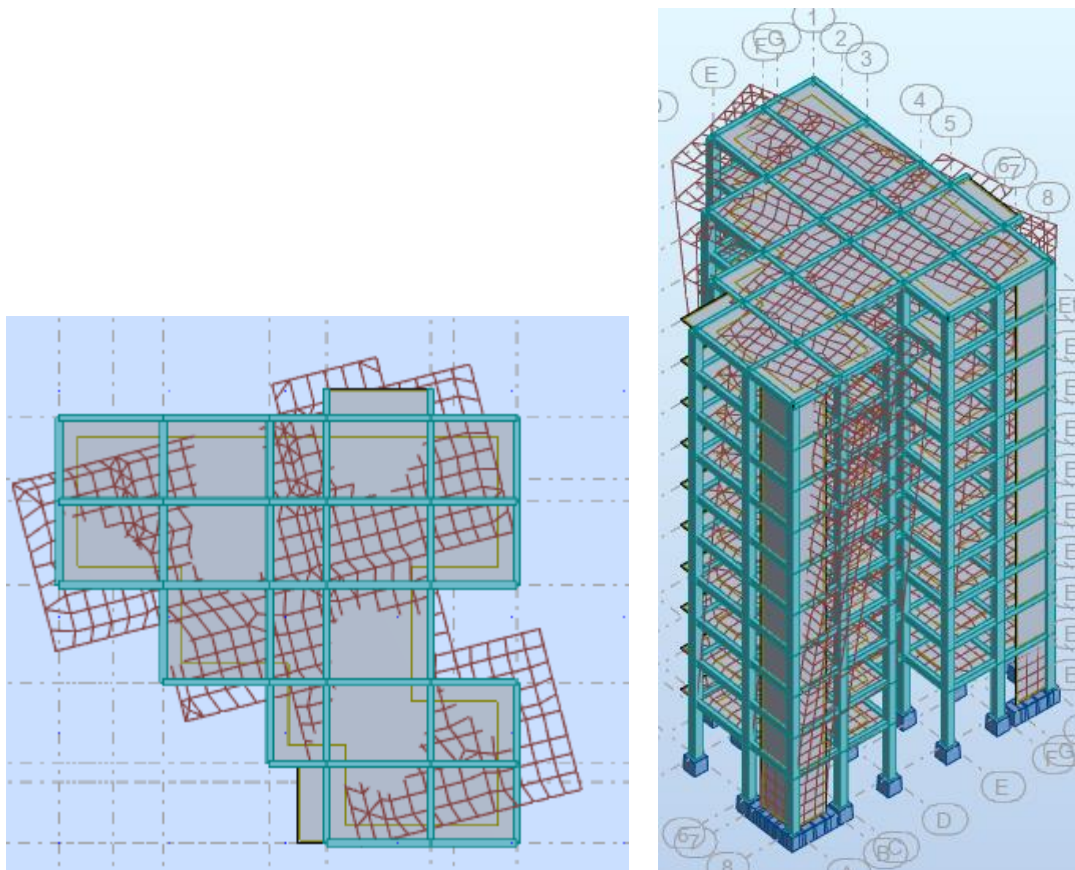
$$T_{y_{dynamique}} = 0.77\text{sec}$$



Premier mode de vibration



Deuxième mode de vibration



Troisième mode de vibration

IV-2.4. Conclusion :

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

➤ **L'effort tranchant de niveau pour l'étage :**

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants pour les deux directions principales.

Cas/Etage	FX [kN]
5/ 1	1778,06
5/ 2	1733,72
5/ 3	1652,50
5/ 4	1545,80
5/ 5	1419,15
5/ 6	1269,47
5/ 7	1094,86
5/ 8	892,34
5/ 9	647,48
5/ 10	337,93

Cas/Etage	FY [kN]
6/ 1	1768,24
6/ 2	1722,53
6/ 3	1641,01
6/ 4	1537,16
6/ 5	1414,95
6/ 6	1268,43
6/ 7	1096,63
6/ 8	900,08
6/ 9	662,58
6/ 10	352,48

Sens X-X

Sens Y-Y

IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques par rapport à la MSE

❖ Résultante des forces sismiques à la base V_t :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Soit : $V_{dyn} > 0.8 V_{st}$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont

Comme suit :

- Effort tranchants sismique dans le sens X, $V_t = 1778.06$ KN
- Effort tranchants sismique dans le sens Y, $V_t = 1768.24$ KN

F- Calcul de la force sismique : (article : 4-2-3- du R.P.A.99)

La force sismique « V » appliquée à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que le groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen de site, un facteur de correction d'amortissement (n) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : La charge (le poids) prise en compte dans le calcul sismique. Il joue un rôle important dans le calcul de la force sismique, logiquement ce poids doit être le poids du bâtiment durant le séisme.

Nom	Masse [kg]
Etage 1	391899,60
Etage 2	357779,96
Etage 3	357779,96
Etage 4	357779,96
Etage 5	358597,10
Etage 6	359414,24
Etage 7	360231,38
Etage 8	361048,52
Etage 9	361865,66
Etage 10	356022,25

Poids total de la structure $W = 36224.19 \text{ KN}$

IV-3.1. Détermination des coefficients :

a- Le coefficient "A" :

Du fait que l'ouvrage est courant d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation et bureau)

Tab.IV.4.de coefficient d'accélération

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Donc il a un groupe d'usage (2) et la zone IIa, donc :

$A = 0.15$ (d'après le R.P.A.99)

b- Le facteur "D" : il est

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.1).

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$ Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure

❖ T.A.B.4.2. R.P.A 99 :

Tab.IV.5.valeur de ξ

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

$\rightarrow \xi = 7 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$

IV-3.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\} \text{ Avec:}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31 $\rightarrow C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considérée Donc T

$$= 0,05 \times 31.62^{3/4} = 0.67 \text{ sec}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{20.20}} = 0.63 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.63 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 31.62}{\sqrt{18.80}} = 0.66 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.66 \text{ sec}$$

❖ T.A.B.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T₁ et T₂) :

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0,30	0.40	0.50	0.70

site ferme (S₂) → T₂ = **0,40 sec**

IV-3.3. D’après l’article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

Valeurs, d’où :

T_x = **0.63 sec.**

T_y = **0.66 sec.**

T_x = min (0.63 ; 0,67) = **0.63 sec**

T_y = min (0.66 ; 0,67) = **0.66 sec**

✓ $\frac{T_{dx}}{T_{st}} = \frac{0.78}{0.63} = 1.24 \text{ sec} < 1.3$ **non vérifie**

✓ $\frac{T_{dy}}{T_{st}} = \frac{0.77}{0.66} = 1.17 \text{ sec} < 1.3$ **vérifie**

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul V_{MSE} :

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Alors en va calculer le facteur d’amplification comme suite :

Dans le sens X avec la période 1.3T_x = **0.82 s.**

Dans le sens Y avec la période 1.3T_y = **0.86 s.**

Sens X-X :

On a : T₂ ≤ 1.3T_x ≤ 3,0 sec ⇒ D_x = 2,5 η (T₂/T)^{2/3}

Donc : D_x = 2.5 × 0.882 × (0.40/0.82)^{2/3} = **1.37**

sens Y-Y :

On a : $T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

Donc : $D_y = 2.5 \times 0.882 \times (0.40/0.86)^{2/3} = 1.32$

c-Coefficient " R ":

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

→ Contreventement mixte ⇒ **R = 5**

d-Coefficient " Q ":

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le T.A.B 4.4

Tab.IV.6. Valeur de P_q

Critère q	Pq (x)		Pq (y)	
	Observé	N/observé	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement		X		X
2. Redondance en plan	X		X	
3. Régularité en plan		X		X
4. Régularité en élévation	X		X	
5. Contrôle de la qualité des matériaux	X		X	
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		X		X

$Q_x = 1.20$

$Q_y = 1.20$

e-Calcul du poids (W):

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes.

Pour les habitations, il faut prendre en considération 20% des surcharges d'exploitations. $\beta=0.20$

$W = W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

Tab.IV.7. Résultat de coefficient

sens	A	D	Q	R	W	V _{st}
Longitudinal	0.15	1.37	1,20	5	36224.19	1786.58
Transversal	0.15	1.32	1,20	5	36224.19	1721.37

❖ **Vérifications :**

$V_{dyn}/V_{stat} \geq 0.8$

➤ **Sens longitudinal :** $V_{dyn}^x = 1778.06$ KN

$1778.06 / 1786.58 = 1.00 > 0.8$ Vérifié

➤ **Sens transversal :** $V_{dyn}^y = 1768.24$ KN

$1768.24 / 1721.37 = 1.03 > 0.8$ Vérifié

IV.4. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

1) Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités :

✚ **Centre de gravité des masses : « G »**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

✚ **Centre des rigidités : « C »**

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après Avec :

$X_{cj} = \sum I_{iy} X_j / \sum I_{iy}$

$Y_{cj} = \sum I_{ix} Y_j / \sum I_{ix}$

I_{yi} : Rigidité de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .

I_{xi} : Rigidité de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

2) Excentricité accidentelle :

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$ex_{totale} = ex_{théorique} \pm 5\% L_x = X_g - X_c \pm 5\% L_x$$

$$ey_{totale} = ey_{théorique} \pm 5\% L_y = Y_g - Y_c \pm 5\% L_y$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5% de la longueur L en plan, d'où :

$$ex_{(acc)} = 0,05L_x \text{ avec } L_x = 20.20 \text{ m} \rightarrow ex_{(acc)} = 1.01 \text{ m}$$

$$ey_{(acc)} = 0,05L_y \text{ avec } L_y = 18.80 \text{ m} \rightarrow ey_{(acc)} = 0.94 \text{ m}$$

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de rigidité. « C »

ex : excentricité théorique suivant x .

ey : excentricité théorique suivant y .

Tab.IV.8. Centre de gravité des masses et centres de rigidité

Etage	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	ex (m)	ey (m)	ey _{acc} (m)	ey _{acc} (m)
1	11.94	11.25	11.76	10.50	0,18	0,75	1.01	0.94
2	11.91	11.21	11.77	10.50	0,14	0,71	1.01	0.94
3	11.91	11.21	11.77	10.50	0,14	0,71	1.01	0.94
4	11.91	11.21	11.77	10.50	0,14	0,71	1.01	0.94
5	11.91	11.21	11.77	10.50	0,14	0,71	1.01	0.94
6	11.91	11.21	11.77	10.50	0,14	0,71	1.01	0.94
7	11.91	11.21	11.77	10.50	0,14	0,71	1.01	0.94
8	11.91	11.21	11.77	10.50	0,14	0,71	1.01	0.94
9	11.91	11.21	11.77	10.50	0,14	0,71	1.01	0.94
10	11.68	11.12	11.83	10.50	0,15	0,62	1.01	0.94

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ Sens longitudinal :

Tab.IV.9. L'effort tranchant modal à la base sens X

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
5/ 1	1778,06	721,45	1056,62
5/ 2	1733,72	763,54	970,18
5/ 3	1652,50	823,61	828,90
5/ 4	1545,80	833,66	712,14
5/ 5	1419,15	808,76	610,39
5/ 6	1269,47	758,49	510,97
5/ 7	1094,86	687,62	407,24
5/ 8	892,34	600,20	292,14
5/ 9	647,48	496,62	150,86
5/ 10	337,93	435,08	-97,15

❖ Sens transversal :

Tab.IV.10. L'efforts tranchants modal à la base sens Y

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
6/ 1	1768,24	625,24	1143,01
6/ 2	1722,53	631,52	1091,00
6/ 3	1641,01	699,29	941,72
6/ 4	1537,16	722,77	814,39
6/ 5	1414,95	713,25	701,71
6/ 6	1268,43	679,54	588,89
6/ 7	1096,63	627,02	469,61
6/ 8	900,08	561,38	338,70
6/ 9	662,58	488,90	173,69
6/ 10	352,48	460,29	-107,82

Tab.IV.11. Les sollicitations verticales totales sur les poteaux et voiles

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
8 (C) 1	-37946,97	-31200,98	-6745,99
8 (C) 2	-33573,50	-27746,24	-5827,26
8 (C) 3	-29873,76	-24649,42	-5224,34
8 (C) 4	-26174,01	-21578,90	-4595,11
8 (C) 5	-22474,26	-18537,84	-3936,42
8 (C) 6	-18734,45	-15484,89	-3249,56
8 (C) 7	-14954,57	-12414,56	-2540,01
8 (C) 8	-11134,62	-9316,62	-1818,00
8 (C) 9	-7274,61	-6169,67	-1104,95
8 (C) 10	-3367,32	-3004,71	-362,61

❖ Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles: selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19

Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel Robot).

⇒ Charges verticales: voiles ≤ 20%

✓ Les sollicitations verticales totales de la structure: 37946.97 KN

✓ Les sollicitations verticales reprises par les voiles: 6745.99 KN

$$\frac{F_{z \text{ voiles}}}{F_{\text{total}}} = \frac{6745.99}{37946.97} = 17.78\% < 20\% \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Charges horizontales : portiques $\geq 25\%$

Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_{x \text{ poteau}}}{F_{x \text{ total}}} = \frac{721.45}{1778.06} = 40.58\% > 25\% \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\frac{F_{y \text{ poteau}}}{F_{x \text{ total}}} = \frac{625.24}{1768.24} = 35.36\% > 25\% \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

IV-4.1. Calcul des déplacements relatifs horizontaux :

L'article 4.4.3 du RPA99/version2003 :

Le déplacement absolu horizontal a chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement.

· **le déplacement relatif** au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq 1\% h_i.$$

Avec :

H_i : étant la hauteur de l'étage considéré.

Les différents résultats sont résumés dans les tableaux V-8 et V-9

Sens longitudinale X-X

Tab.IV.12. Déplacements relatifs inter étage pour la direction (x-x)

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
5/ 1	0,5	0,5
5/ 2	1,2	0,6
5/ 3	1,9	0,7
5/ 4	2,7	0,8
5/ 5	3,5	0,8
5/ 6	4,3	0,8
5/ 7	5,0	0,7
5/ 8	5,6	0,6
5/ 9	6,2	0,6
5/ 10	6,7	0,5

Sens transversale Y-Y

Tab.IV.13. Déplacements relatifs inter étage pour la directions (y-y)

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
6/ 1	0,4	0,4
6/ 2	1,0	0,6
6/ 3	1,7	0,7
6/ 4	2,5	0,8
6/ 5	3,3	0,8
6/ 6	4,0	0,8
6/ 7	4,8	0,7
6/ 8	5,5	0,7
6/ 9	6,1	0,6
6/ 10	6,6	0,5

Tab.IV.14. Déplacements relatifs inter étage pour les deux directions principales

niveau	Δkx (cm)	Δky (cm)	Hi (m)	1% Hi (cm)	Observation
RDC	0,5	0,4	4,08	4,08	Vérifier
01	0,6	0,6	3,06	3,06	Vérifier
02	0,7	0,7	3,06	3,06	Vérifier
03	0,8	0,8	3,06	3,06	Vérifier
04	0,8	0,8	3,06	3,06	Vérifier
05	0,8	0,8	3,06	3,06	Vérifier
06	0,7	0,7	3,06	3,06	Vérifier
07	0,6	0,7	3,06	3,06	Vérifier
08	0,6	0,6	3,06	3,06	Vérifier
09	0,5	0,5	3,06	3,06	Vérifier

IV-4.2. Justification de l'effet P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003

$$\Theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

Tab.IV.15. Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal.

Niveau	W (KN)	Pk (KN)	Δ_{kx} (m)	V_x (KN)	h (m)	θ	Observation
9	3560,22	3560,22	0,005	337,93	3.06	0,017	Vérifié
8	3618,66	7178,88	0,006	647,48	3.06	0,022	Vérifié
7	3610,49	10789,37	0,006	892,34	3.06	0,024	Vérifié
6	3602,31	14391,68	0,007	1094,86	3.06	0,030	Vérifié
5	3594,14	17985,82	0,008	1269,47	3.06	0,037	Vérifié
4	3585,97	21571,79	0,008	1419,15	3.06	0,040	Vérifié
3	3577,8	25149,59	0,008	1545,8	3.06	0,043	Vérifié
2	3577,8	28727,39	0,007	1652,5	3.06	0,040	Vérifié
1	3577,78	32305,17	0,006	1733,72	3.06	0,037	Vérifié
RDC	3919,02	36224,19	0,005	1778,06	4.08	0,025	Vérifié

Tab.IV.16. Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal.

Niveau	Wt	Pk (t)	Δ _{ky} (m)	Vy(KN)	h (m)	θ	Observation
9	3560,22	3560,22	0,005	352,48	3.06	0,017	Vérifié
8	3618,66	7178,88	0,006	662,58	3.06	0,021	Vérifié
7	3610,49	10789,37	0,007	1268,43	3.06	0,019	Vérifié
6	3602,31	14391,68	0,007	1414,95	3.06	0,023	Vérifié
5	3594,14	17985,82	0,008	1096,63	3.06	0,043	Vérifié
4	3585,97	21571,79	0,008	900,08	3.06	0,063	Vérifié
3	3577,8	25149,59	0,008	1537,16	3.06	0,043	Vérifié
2	3577,8	28727,39	0,007	1641,01	3.06	0,040	Vérifié
1	3577,78	32305,17	0,006	1722,53	3.06	0,037	Vérifié
RDC	3919,02	36224,19	0,004	1768,24	4.08	0,020	Vérifié

Remarque

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P-Δ peut être négligé pour les deux sens.

IV-4.3. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

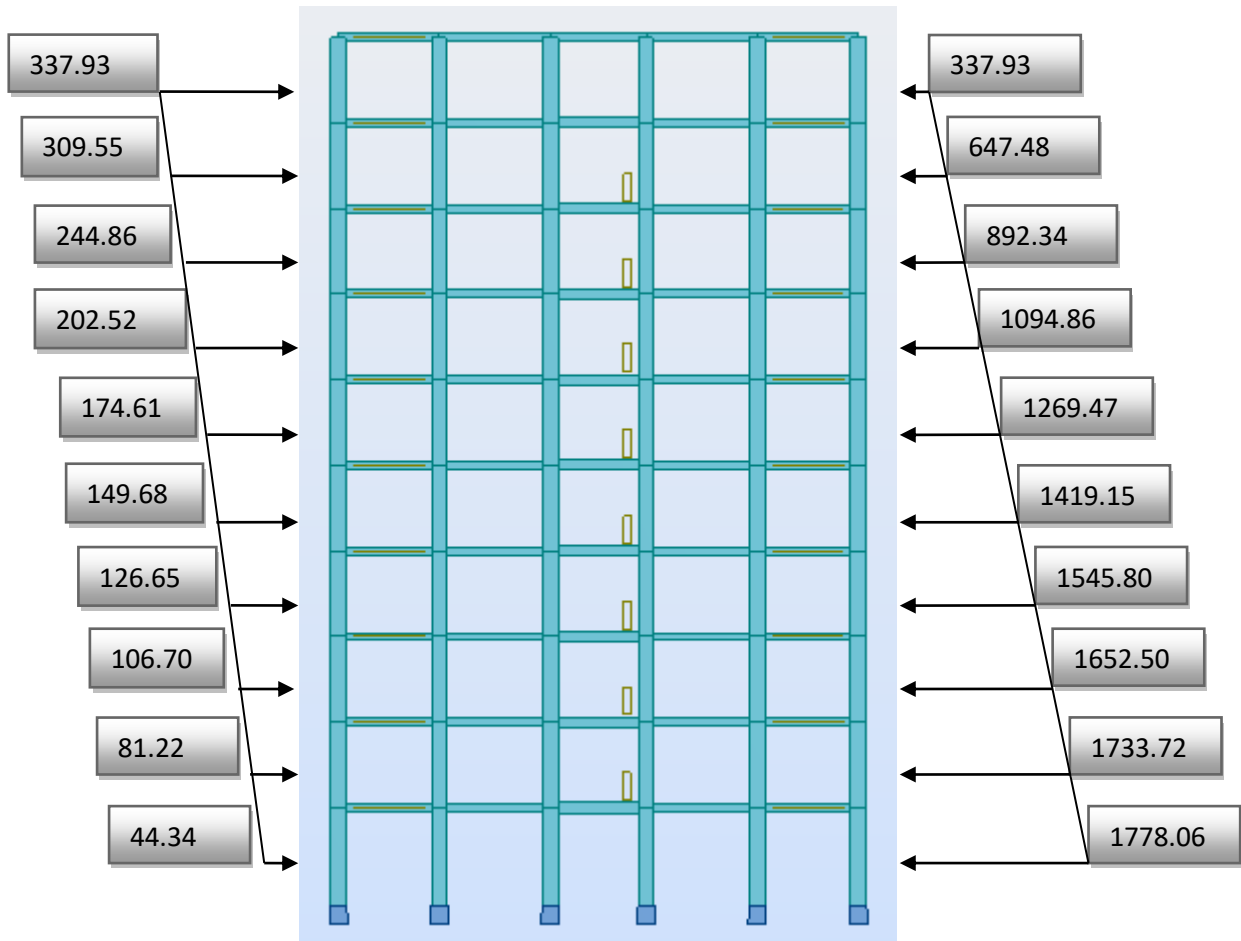
$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure

Sens X

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)

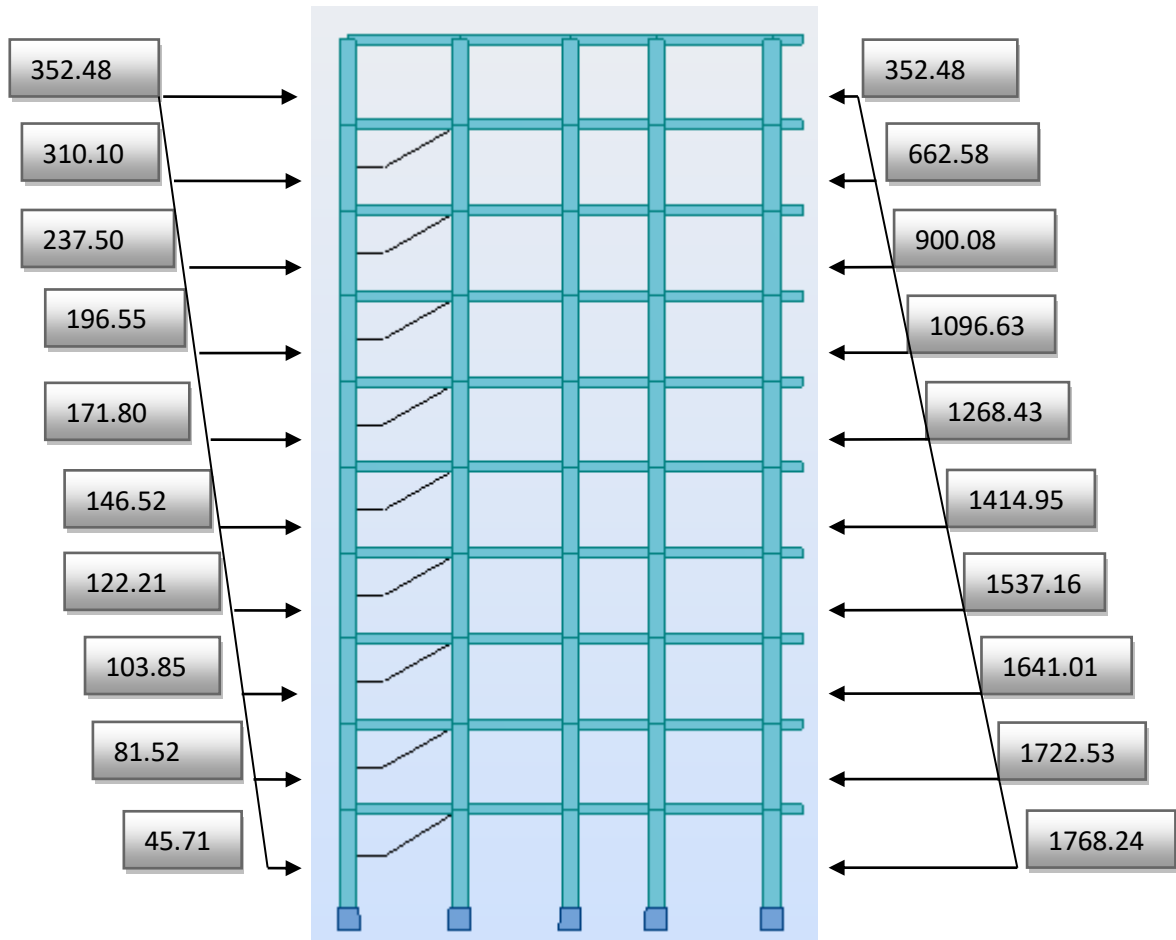


Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

Sens Y

Forces sismique par niveau (KN)

Efforts tranchants par niveaux (KN)



Distribution de l'effort sismique et l'effort tranchant en élévation

❖ Sens longitudinal :

$$M_{sx} = 36224,19 \times (20,20/2) = 365864,32 \text{ KN.m}$$

Tab.IV.17. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x)

Niveau	F _x (kn)	h _i	Mr (x) (kn.m)
09	337,93	31,62	10685,3466
08	309,55	25,56	7912,098
07	244,86	25,5	6243,93
06	202,52	22,44	4544,5488
05	174,61	19,38	3383,9418
04	149,68	16,32	2442,7776
03	126,65	13,26	1679,379
02	106,7	10,2	1088,34
01	81,22	7,14	579,9108
RDC	44,34	4,08	180,9072
			Σ = 38741,18

$$M_{Rx} = 38741,18 \text{ KN.m}$$

✓ Vérifications:

$$M_s/M_{Rx} = 9,44 > 1,5 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

❖ Sens transversal :

$$M_s = 36224,19 \times (18,80/2) = 340507,39 \text{ KN.m}$$

Tab.IV.18. Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (y)

Niveau	Fy(kn)	hi	Mr (y) (kn.m)
09	352,48	31,62	11145,4176
08	310,1	25,56	7926,156
07	237,5	25,5	6056,25
06	196,55	22,44	4410,582
05	171,8	19,38	3329,484
04	146,52	16,32	2391,2064
03	122,21	13,26	1620,5046
02	103,85	10,2	1059,27
01	81,52	7,14	582,0528
RDC	45,71	4,08	186,4968
			$\Sigma = 38707,42$

$M_{Ry} = 38707,42$ KN.

✓ **Vérifications:**

$M_s/M_{Rx} = 8,80 > 1,5 \dots \dots \dots$ Vérifiée

IV-5. Conclusion :

Par suite des résultats calculés obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre structure est bien dimensionnée et peut résister aux différents chocs extérieurs.

Donc on peut passer à l'étape de ferrailage.

Chapitre V

V. Etude au vent :**V.1.Introduction :**

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales. Ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres :

- ✓ Le site.
- ✓ L'altitude.
- ✓ La région.
- ✓ Les dimensions de l'ouvrage.

V.2.Application des R N V 99 :**✚ La vérification de la stabilité d'ensemble:**

La vérification de la stabilité d'ensemble: Les RNV 99/V2013 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire. Notre construction appartient à la catégorie IV (art 1.1.3 RNV99 /V2013)

- ✓ Largeur 18.8m.
- ✓ Longueur 20.2 m.
- ✓ Hauteur totale sans l'acrotère 31.62 m.

✚ L'application des RNV 99/V2013 exige les étapes suivantes :**1) détermination du coefficient dynamique C_d :**

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la Partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Valeur de C_d :

Notre bâtiment est en béton armé, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51):

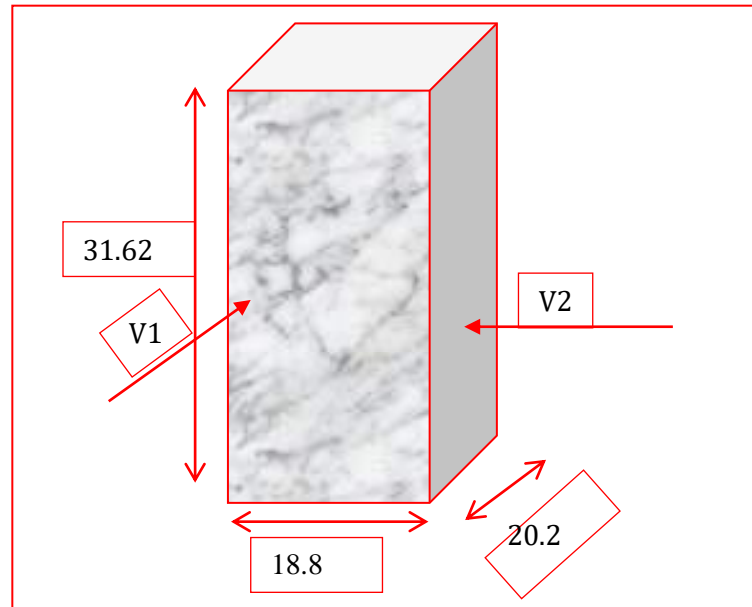


Fig V.1. Action du vent

Sens V1 du vent: xx

✓ $h = 31.62\text{m}$

✓ $b = 20.2\text{ m}$.

Après l'interpolation : $C_d = 0,95$

Sens V2 du vent: yy

✓ $h = 31.62\text{ m}$

✓ $b = 18.8\text{ m}$.

Après l'interpolation : $C_d = 0,93$

C_d : dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

2) Détermination de la pression dynamique de vent q_{dvn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article.3.1.1 des RNV99. La procédure qui

convient pour notre cas est : - les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur sont supérieures à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction.

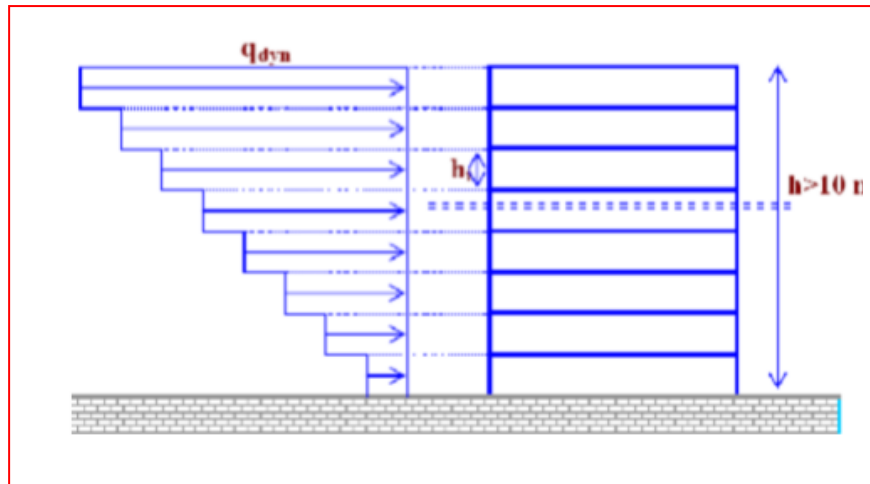


Fig V.2. Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 des RNV99/V2013).

Structure permanente $\rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j)$

Z_j : distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j.

q_{ref} : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : Donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone du vent.

Zone I $\rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

C_e : Coefficient d'exposition au vent. Ce peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_r}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

C_t : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent. Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 des RNV99/V2013).

Site plat → $CT(Z_{eq}) = 1$

Cr : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent; Sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$Z_{\min} \leq Z \leq 200m \rightarrow C_r(Z) = Kt \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

$$Z \leq Z_{\min} \rightarrow C_r(Z) = Kt \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{\min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau 2.4 des RNV99/2013 on a :

Zone urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m ⇒ **Terrain de catégorie IV**

K_t	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)	ϵ
0.234	1	16	0.46

Le tableau suivant résume les coefficients cités ci avant:

Z (m)	KT	Z0	Zmin	Cr	CT	Ce (z)	qref(N/m ²)	Qdyn (N/m ²)
2.04	0.24	1	16	0.171	1	0.316	375	118.5
5.1	0.24	1	16	0.391	1	0.809	375	303.4
8.16	0.24	1	16	0.503	1	1.098	375	411.75
11.22	0.24	1	16	0.580	1	1.310	375	491.25
14.28	0.24	1	16	0.638	1	1.478	375	554.25
17.34	0.24	1	16	0.684	1	1.616	375	606
20.4	0.24	1	16	0.723	1	1.737	375	651.375
23.46	0.24	1	16	0.757	1	1.844	375	691.5
26.52	0.24	1	16	0.786	1	1.938	375	726.27
29.58	0.24	1	16	0.812	1	2.023	375	758.625

3.Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe.1} & S &\leq 1m^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(s) & 1m^2 &< S < 10m^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.10} & S &\geq 10m^2
 \end{aligned}$$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

$$S = 18.8 \times 20.5 = 385.4m^2 \quad \text{Dans notre cas : } S \geq 10m^2$$

Donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$

a- Parois verticales :

 Sens x :

$$h = 31.62 \text{ m} ; b = 18.8 \text{ m} ; d = 20.2 \text{ m}$$

$$e = \text{Min}(b, 2h). \Rightarrow e = \text{Min}(18.2 ; 2 \times 31.62). \quad e = 18.8 \text{ m. Donc } e < d = 20.2 \text{ m}$$

d > e (1^{ère} cas) alors la paroi est divisée A, B, C, D, E qui sont données par la figure suivants :

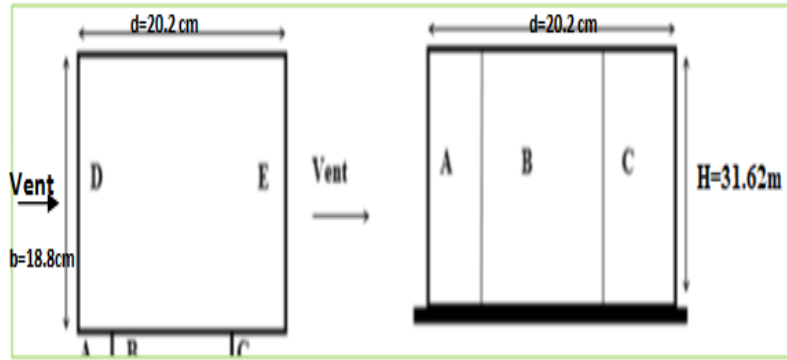
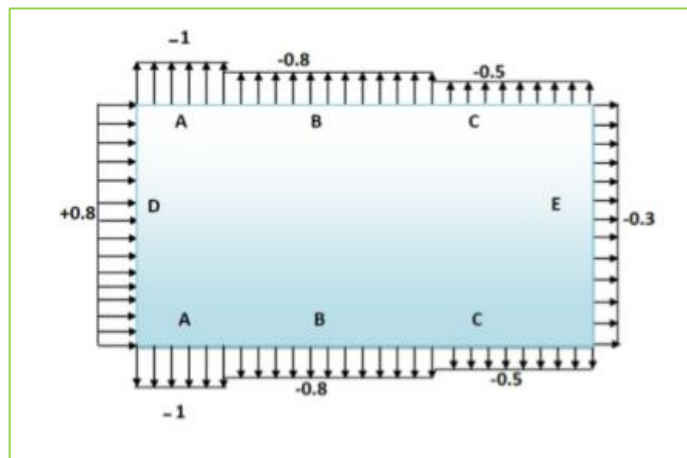


Fig V.3 : Légende pour les parois verticales sens X.

Tab V.1: coefficients de pressions extérieures C_{pe} (Structure I)

A'	B'	C'	D'	E'
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3



✚ Sens y :

$$h = 31.62\text{ m} ; b = 20.2\text{ m} ; d = 18.8\text{ m}$$

$$e = \text{Min}(b, 2h) . \Rightarrow e = \text{Min}(20.2 ; 2 \times 31.62) . \quad e = 20.2\text{ m} . \text{ Donc } e > d = 18.8\text{ m}$$

$5d > e \geq d$ (2^{ème} cas) alors la paroi est A' B' pour les parois parallèles qui sont données par la figure suivants :

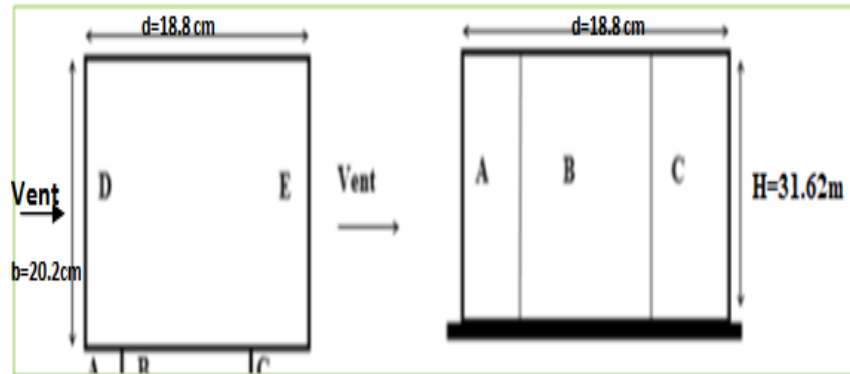
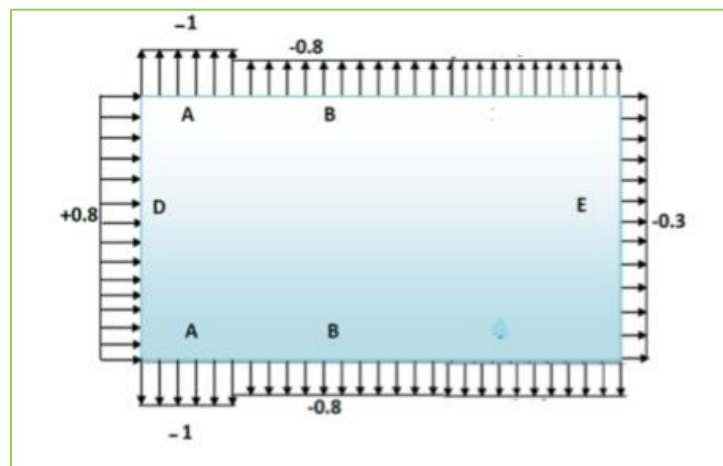


Fig V.4 : Légende pour les parois verticales sens Y.

Les valeurs de $C_{pe, 10}$ pour les deux sens Y

Tab V.2 : coefficients de pressions extérieures C_{pe} (Structure II).

A'	B'	D'	E'
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3



b- Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après.

Le coefficient $C_{pe,10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99/2013 P.66).

b : dimension du coté perpendiculaire au vent.

$$e = \text{Min}(b, 2h) \Rightarrow e = \text{Min}(20,2 ; 2 \times 31,62) \quad e = 20,2\text{m}$$

		Zones			
		F	G	H	I
		$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
Avec Acrotères	$hp/h=0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$
	$hp/h=0,05$	-1,4	-0,9	-0,7	$\pm 0,2$
	$hp/h=0,10$	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$

Dans notre cas $hp/h = 0,6/31,62 = 0,02$

On trouve :

- Zone F : $C_{pe, 10} = -1,6$
- Zone G : $C_{pe, 10} = -1,1$
- Zone H : $C_{pe, 10} = -0,7$
- Zone I : $C_{pe, 10} = \pm 0,2$

V.3. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures.

Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$$C_{pi} = 0,8 \text{ et } C_{pi} = -0,5 \text{ (art 2.2 des RNV99 /2013. P78).}$$

V.4. Détermination du coefficient de pression de vent C_p :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi} \text{ Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:}$$

Pour $C_{pi-2} = 0,8$. Et $C_{pi-1} = -0,5$. Alors, on a le tableau suivant :

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

Zones	C_{pe}	C_{pi-1}	C_{pi-2}	C_{p1}	C_{p2}
A	-1	-0,5	0,8	-0,5	-1,8
B	-0,8	-0,5	0,8	-0,3	-1,6
C	-0,5	-0,5	0,8	0	-1,3
D	0,8	-0,5	0,8	1	0
E	-0,3	-0,5	0,8	0,2	-1,1
F	-1,6	-0,5	0,8	-1,1	-2,4
G	-1,1	-0,5	0,8	-0,6	-1,9
H	-0,7	-0,5	0,8	-0,2	-1,5
I	-0,2	-0,5	0,8	0,3	-1
	0,2			0,7	0,6

V.5. Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions des catégories IV, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides. Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RNV.99/2013. P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

- C_d : Coefficient dynamique.
- W (N/m^2) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .
- W_j : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

V.6. Calcul des forces de frottement : « Ffr »

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de Catégorie IV, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{frj} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad (\S 1.4.3 \text{ RNV99 /2013})$$

- J : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- Z_j : hauteur du centre de l'élément j.
- $S_{fr,j}$: Aire de l'élément de surface j.
- $C_{fr,j}$: Coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

$$C_{fr} = 0.01 \text{ [(Tableau 2.1 RNV99)]}$$

$$\text{Pour les parois verticales : } S_{frj} = d \times h_j \quad \text{[(Tableau 2.2 RNV99/2013)]}$$

$$\text{Pour la toiture : } S_{fr} = d \times b \quad \text{[(Tableau 2.2 RNV99/2013)]}$$

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$, soient vérifiés ; ou b est la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent, h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

Sens x:

$$h = 31.62 \text{ m ; } b = 18.8 \text{ m ; } d = 20.2 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{20.2}{18.8} = 1.07 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{20.2}{31.62} = 0.638 < 3 \end{array} \right\} \rightarrow F_{fr} = 0 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Sens-y:

$$h = 31.62 \text{ m ; } b = 20.2 \text{ m ; } d = 18.8 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{18.8}{20.2} = 0.93 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{18.8}{31.62} = 0.59 < 3 \end{array} \right\} \rightarrow F_{fr} = 0 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

V.7. Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ciaprès) :

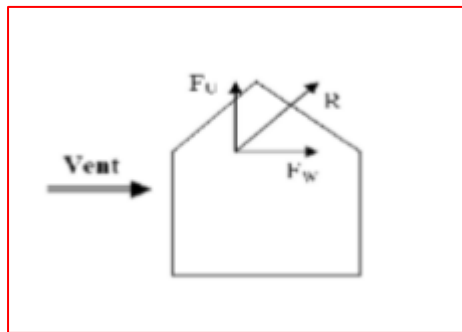


Fig.V.5 : Force résultante R.

F_w : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_u : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \Sigma (q_j \times S_j) + \Sigma F_{frj}$$

- Σ Somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).
- q_j : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.
- S_j : aire de l'élément de surface j.
- F_{frj} : forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

Le tableau suivant résume les résultats pour le sens longitudinal :

H (m)	zone	S(x-x)	S(y-y)	Qdyn (N/m ²)	qj(x-x)	qj(y-y)	R(x-x)	R(y-y)
2.04	E : Cp = -1.1	76.70	82.42	118.5	-123.83	-123.23	-9497.76	-9451.74
5.61	E : Cp = -1.1	57.53	61.82	303.4	-317.05	-310.38	-19600.03	-19187.70
8.67				411.75	-430.28	-421.22	-26599.91	-26039.82
11.73				491.25	-513.36	-502.55	-31735.92	-31067.64
14.79				554.25	-579.19	-567	-36918.29	-35051.94
17.85				606	-633.27	-620	-39148.75	-38328.4
20.91				651.38	-680.70	-666.36	-42080.87	-41194.38
23.97				691.5	-722.62	-707.40	-44672.37	-43731.47
27.03				726.27	-758.95	-743	-46918.29	-45932.26
30.09	F : Cp = -2.4	11.04	12.12	758.63	-1729.68	-1693.26	-20963.72	-20522.31
	G : Cp = -1.9				-1369.33	-1341	-16596.28	-16596.28
	H : Cp = -1.5				-1081.05	-1058.29	-13102.33	-12826.47

$$R_{xx} = -347834.52N = -347.83KN$$

$$R_{yy} = -339930.41N = -339.93KN$$

V.8. Commentaire:

Le R N V 99 prise en compte bien le vent telles que:

- Diffusion de vent.
- Les zones plus excitées par le vent.
- La force du frottement.
- Les directions.

V.9. Vérification de la stabilité:

La force résultante R est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas risque de soulèvement ou de renversement.

V.10. Conclusion :

Les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux.

Chapitre VI

VI. Ferraillage des poutres :

VI.1. Les poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

- D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

• BAEL91:

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0.23 \times d \times b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2.1})$$

$$\text{Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h \quad (\text{B.6.4})$$

VI.1.1. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$$

On doit vérifier que : $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

• Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable
- $\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

VI.1.2. Détermination de l'armatures transversales :

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)

$$\frac{A_t \cdot F_t}{S_t \cdot b_0} \geq 0.4 \text{ Mpa} \quad \text{Soit pratiquement} \quad S_t \leq \frac{A_t \cdot F_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$ d'après

Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b₀ : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} . k)}{0.9 f_e (\cos a + \sin a)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans prise de bétonnage et avec des armatures

droites : K=1, α=π/2 alors :

$$\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.8 f_e}$$

VI.1.3. Condition de non fragilité:

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

-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 :

$$\diamond \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec:

❖ M_t : moment MAX en travée.

❖ M₀: moment isostatique minimal

❖ B₀ : largeur de la poutre.

❖ d: hauteur utile.

❖ A: Section d'armature.

VI.1.4.Recommandation : RPA 99/version2003:

-Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de : **40 ϕ en Zone (IIa)**

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

VI.1.5. Exemple de calcul :

VI. 1.5.1. Ferraillage longitudinal (poutres principales) :

Tab.VI.1 : Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

VI.1.5.2. D'après BAEL 91 :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$$

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

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d}$$

ELS :

- La fissuration est peut nuisible II n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

VI.1.5.3. Condition de non fragilité : BAEL91 (Art :4.2) (p :23 ;24)

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} \quad A^{BAEL} \geq 1,52 \text{ cm}^2. \text{ Poutre P}$$

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} \quad A^{BAEL} \geq 1,34 \text{ cm}^2. \text{ Poutre S}$$

VI.1.5.4. Le pourcentage minimal d'armature RPA 99 (révisé 2003):

$$A_{min}^{RPA} \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times (30 \times 45) \quad A_{min}^{RPA} \geq 6,75 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre P}$$

$$A_{min}^{RPA} \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times (30 \times 40) \quad A_{min}^{RPA} \geq 6,00 \text{ cm}^2 \quad \text{Poutre S}$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{BAEL} ; A^{BAEL})$$

1) En Travée :

	h [cm]	b [cm]	d [cm]	$\sigma_{bc(d)}$ [MPa]	$\sigma_{bc(A)}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s(A)}$ [MPa]
Poutre Principale	45	30	42	14.2	18.5	348	400
Poutre Secondaire	40	30	37	14.2	18.5	348	400

	Combinaison	Cas	M_{max} [N.m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]
Poutre Principale	ELU	1.35G+1.5Q	54900	14.20	348
	ELA	0.8G-EX	135150	18.50	400
Poutre Secondaire	ELU	1.35G+1.5Q	49360	14.20	348
	ELA	0.8G-EY	106570	18.50	400

	Combinaison	μ	μ_1	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre Principale	ELU	0.073	0.392	0.095	0.962	3.90
	ELA	0.138	0.392	0.186	0.926	8.69
Poutre Secondaire	ELU	0.085	0.392	0.111	0.956	4.01
	ELA	0.140	0.392	0.189	0.924	7.79

E.L.S : (G+Q)

	M_u [N. m]	M_{ser} [N. m]	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
Poutre Principale	54900	40170	1.37	0.47	0.095	Vérifier
Poutre Secondaire	49360	36030	1.37	0.47	0.111	Vérifier

2) **En Appui :**

	h [cm]	b [cm]	d [cm]	$\sigma_{bc(d)}$ [MPa]	$\sigma_{bc(A)}$ [MPa]	σ_s [MPa]	$\sigma_{s(A)}$ [MPa]
Poutre Principale	45	30	42	14.2	18.5	348	400
Poutre Secondaire	40	30	37	14.2	18.5	348	400

	Combinaison	Cas	M_{max} [N. m]	σ_{bc} [MPa]	σ_s [MPa]
Poutre Principale	ELU	1.35G+1.5Q	100120	14.20	348
	ELA	G+Q+EX	128040	18.50	400
Poutre Secondaire	ELU	1.35G+1.5Q	43350	14.20	348
	ELA	G+Q+EY	97330	18.50	400

	Combinaison	μ	μ_1	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre Principale	ELU	0.133	0.392	0.179	0.928	7.38
	ELA	0.131	0.392	0.176	0.930	8.20
Poutre Secondaire	ELU	0.074	0.392	0.096	0.962	3.50
	ELA	0.128	0.392	0.172	0.931	7.06

E.L.S : (G+Q)

	M_u [N. m]	M_{ser} [N. m]	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
Poutre Principale	100120	72710	1.37	0.435	0.179	Vérifier
Poutre Secondaire	43350	31660	1.37	0.435	0.096	Vérifier

VI.1.6. Tableaux récapitulatifs :

*Poutre principale :

	$A_{cal\ max}$ (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	CHOIX
En travée	8.69	1.52	6.75	9.24	6HA14
En appui	8.20	1.52		9.24	6HA14

*Poutre secondaire :

	$A_{cal\ max}$ (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	CHOIX
En travée	7.79	1.34	6.00	8.01	3HA14+3HA12
En appui	7.06	1.34		8.01	3HA14+3HA12

VI.1.6.1. Vérification de la Flèche (poutre principale) : BAEL91 (Art :6.5.1) (p :90 ;91)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

Poutre principale :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{470} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.096 > 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{470} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.096 > 0.049$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{9.24}{30 \times 42} \Rightarrow 0.0105 > 0.0070$$

donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire

Poutre secondaire :

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{430} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.093 > 0.0625$$

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{430} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad 0.093 > 0.053$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} \geq \frac{A}{b \times d} = \frac{8.01}{30 \times 37} \quad \Rightarrow \quad 0.0105 > 0.007$$

donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire

VI.1.6.2. Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

$$D = 15 \frac{A}{b} \qquad E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \qquad \alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \qquad k_1 = 15 \times \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d} \qquad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

➤ **Armatures transversales :** (la contrainte tangentielle)

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0.2 f_{ctd}/\gamma_b, 5 \text{MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

Si $\tau_u < \bar{\tau}$ Alors la condition est vérifié

➤ **Disposition constructive:**

St : l'espacement des cours d'armatures transversaux.

- **En zone nodale :**

$$St \leq \min(h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}).$$

- **En zone courante:**

$$St \leq h/2$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$$

➤ **Section minimale des armatures transversales: BAEL (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} \longrightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e}$$

VI.1.7. Condition exigée par le RPA2003:

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Poutre Principale :

$$V_{\max} = 118.39 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{b \times d} = \frac{118390}{300 \times 420} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Poutre Secondaire :

$$V_{\max} = 132.98 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V}{b \times d} = \frac{132980}{300 \times 370} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.20 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié.}$$

-Influence De L'efforts Tranchants Sur Les Armatures Longitudinales :

Au droit d'un appui ou existe un moment M (Moment de continuité), la Section des Armatures inférieures doit être que l'on ait :

Poutre Principale :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V + \frac{M}{0.9 \times d} \right)$$

$$V_{\max} = 118.39 \text{ KN} \quad M_{\max} = 100.12 \text{ KN}$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 > \left(\frac{1.15}{400} \times \left(118.39 + \left(\frac{100.12}{0.9 \times 0.42} \right) \right) \right) = 1.10 \quad \text{Condition vérifié}$$

Poutre Secondaire :

$$A \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V + \frac{M}{0.9 \times d} \right)$$

$$V_{\max} = 132.98 \text{ KN} \quad M_{\max} = 43.35 \text{ KN}$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > \left(\frac{1.15}{400} \times \left(132.98 + \left(\frac{43.35}{0.9 \times 0.37} \right) \right) \right) = 0.76 \quad \text{Condition vérifié}$$

VI.1.8. Disposition Constrictives :

S_t : L'espacement des cours d'armatures transversaux.

Poutre Principale :**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm.}$$

En zone Courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.50 \longrightarrow S_t = 12 \text{ cm.}$$

h : La hauteur de la Poutre.

$$S_t \leq \min((0.9 \times d); 50 \text{ cm}).$$

$\Rightarrow S_t \leq \min(37.8 \text{ cm}; 50 \text{ cm}).$ **Condition vérifié**

Poutre Secondaire :**F-1) En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm.}$$

F-1) En zone Courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \quad S_t = 12 \text{ cm.}$$

h : La hauteur de la Poutre.

$$S_t \leq \min((0.9 \times d); 50 \text{ cm}).$$

$\Rightarrow S_t \leq \min(33.3 \text{ cm}; 50 \text{ cm}).$ **Condition vérifié**

VI.1.9. Section minimale des Armatures Transversales : BAEL (Art : A.5.31) (P : 38)**Poutre Principale :**

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{12 \times 0.4 \times 30}{235}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.61 \text{ cm}^2$$

Poutre Secondaire :

$$A_t \geq \frac{S_t \times 0.4 \times b_0}{f_e} = \frac{12 \times 0.4 \times 30}{235}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.61 \text{ cm}^2$$

Condition exigée par le RPA99-v2003 :

La quotité D'armatures transversales minimale est donnée par :

Poutre Principale :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 12 \times 30$$

$$\Rightarrow A_t = 1.08 \text{ cm}^2.$$

Soit cadre + étrier pour **4Ø6** A= 1.13 cm²

Poutre Secondaire :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\Rightarrow A_t = 0.003 \times 12 \times 30$$

$$\Rightarrow A_t = 1.08 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Soit cadre + étrier pour } \mathbf{4Ø6} \text{ A= } 1.13 \text{ cm}^2$$

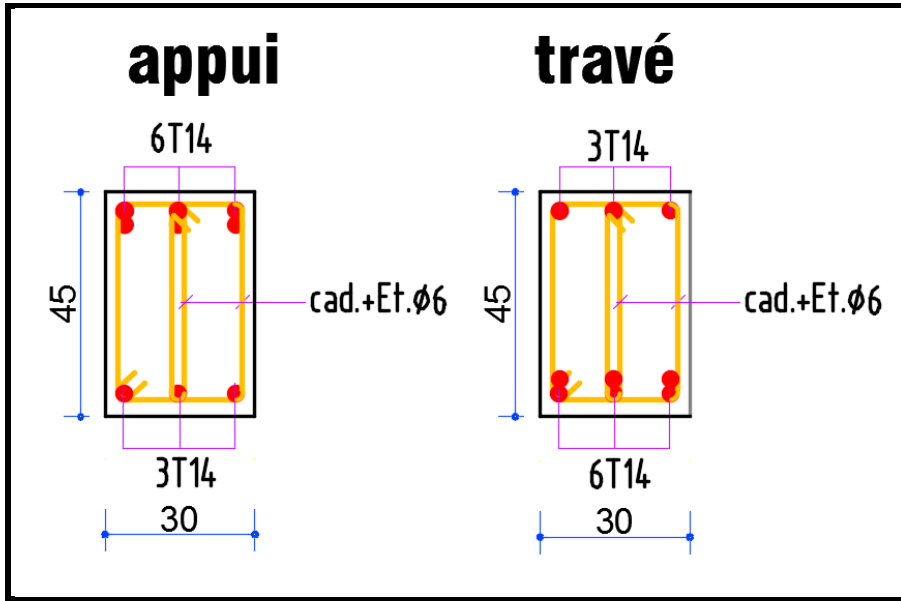


Fig.VI.1.Poutre Principale

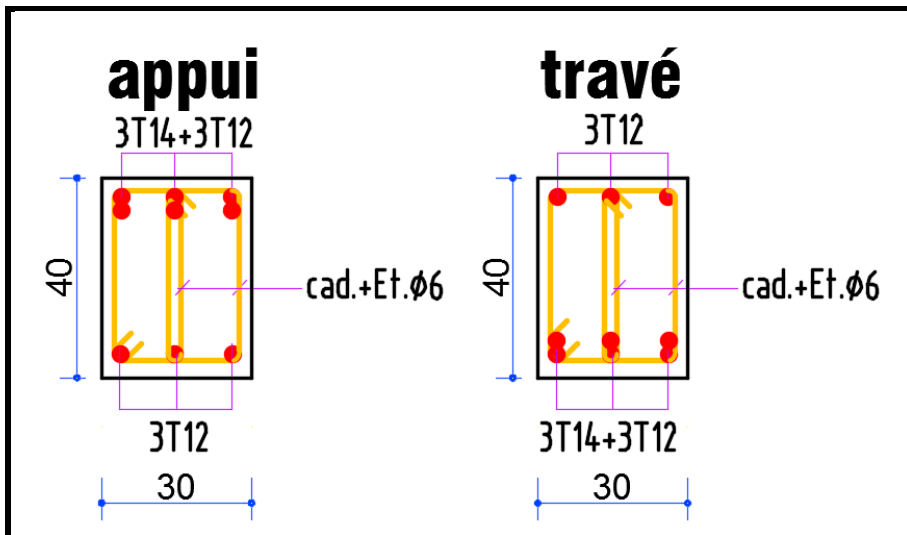


Fig.VI.2. Poutre Secondaire

VI.2. Ferraillage des poteaux

VI.2.1. Introduction :

Nous avons déterminé lors des chapitres précédents les sollicitations revenant aux éléments structuraux (principaux et secondaires) dues aux charges permanentes, d'exploitation et aux forces sismiques, leur combinaison nous a permis d'avoir le cas de sollicitation le plus défavorable pour chacun des éléments.

L'objectif du présent chapitre est de ferrailler les portiques et les voiles de notre structure, et ce en se fiant aux résultats obtenus précédemment ainsi qu'aux règles de calcul et réglementation en vigueur à savoir le CBA 93 et le RPA 2003.

VI.2.2. Ferraillage des éléments :

VI.2.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à un moment fléchissant « **M** », un effort normal « **N** » et un effort tranchant « **T** » ; c'est-à-dire sollicités en flexion composée avec compression

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tab.VI.2 Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

VI.2.4 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

❖ Selon BAEL 91 :

$$\text{E.L.U : Situation durable : } 1.35 G + 1.5 Q + W \quad (1)$$

$$1.35 G + 1.5 W + Q \quad (2)$$

❖ Selon les R.P.A 99 :

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$$G+Q+E \quad (3)$$

$$G+Q-E \quad (4)$$

0.8G+E (5)

0.8G-E (6)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à 1^{er} E.L.U.

c. Recommandations des RPA99/Version 2003 :

❖ Armatures longitudinales :

D'après l'article 7.4.2 des RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage minimal sera de :

0.8 % en zone IIa

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone recouvrement
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone IIa

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa

VI.2.5. Calcul le ferraillage :

Soit le poteau du RDC ou EC dimension (55×55) cm²:

$C = 5$ cm; $S = 55 \times 55$ (cm²); acier Fe E400; $f_{c28} = 25$ Mpa.

$F_{bu} = 0.85 f_{c28} / \alpha_b = 14.20$ Mpa

Tab.VI.3. Combinaisons des charges

ELU (1,35G + 1,5Q)		0.8G+EY		G+Q+EY		G+Q+EX		ELS (G + Q)	
N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN.m]	N _{MIN} [KN.m]	M _{Corr} [KN.m]	M _{MAX} [KN.m]	N _{Corr} [KN]	M _{MAX} [KN.m]	N _{Corr} [KN]	N _{MAX} [KN]	M _{Corr} [KN.m]
2058.6 3	9.32	7.29	1.41	96.23	86.72	49.83	68.67	1505.4 9	6.78

1^{er} cas : ELU : (N_{max} = 2058.63 KN ; M_{corr} = 9.32 KN.m)

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_0 = \frac{M_{\text{Corr}}}{N_{\text{MAX}}} = \frac{9.32}{2058.63} = \mathbf{0.45 \text{ cm.}}$$

$$e_a = \mathbf{\max(2\text{cm} ; L/250)}.$$

$$L/250 = 408/250 = 1.63 \quad \Rightarrow \quad e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.45 + 2 = 2.45 \text{ cm.}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si $l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$

h : Hauteur de la section du Poteau

l_f : Longueur de flambement de poteau.

l_0 : La hauteur du Poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m}$$

$$5.19 < \max(15; 0.89) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.86}{0.55}\right) = 17.99$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(17.99/35)^2} = 0.81.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.86^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.81 \times 2)) = 0.016 \text{ m} = 1.62 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.45 + 1.62 \quad \Rightarrow \quad e = \mathbf{4.07 \text{ cm} = 0.0407 \text{ m}}$$

VI.2.5.1. Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 2058.63 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N_{\text{ult}} \times e = 2058.63 \times 0.0407 = \mathbf{83.79 \text{ KN.m}}$$

N: Est effort de compression et le centre de pression ce trouve a l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.55 \times 14.2 \times 10^3 = 622.21 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 2058.63 \times (0.50 - 0.55/2) + 83.79 = 546.98 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - c') - M_{ua} = 2058.63 \times (0.50 - 0.05) - 546.98 = 379.40 \text{ KN.m}$$

Alors : **A = 622.21 KN.m > B = 379.40 KN.m**

Donc : La section est entièrement Comprimée.

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{546980}{55 \times 50^2 \times 14.2} = 0.280$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.42 ; \beta = 0.832)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{546980}{348 \times 0.832 \times 50} = 37.78 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 37.78 - \frac{2058630}{100 \times 348} = -21.38 \text{ cm}^2$$

A_{s1} = -21.38 cm² < 0 \Rightarrow Puisque A est négative, il faut prévoir des Armatures minimale.

2^{eme} cas 0.8G+EY: (N_{Min.} = 7.29 KN; M_{corr} = 1.41 KN.m)

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{min}}} = \frac{1.41}{7.29} = 19 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \text{ cm} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 19 + 2 = 21 \text{ cm}$$

e₂: Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.89 < \max(15; 7.64) = 15.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ: Généralement on prend (Φ=2).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.55}\right) = 13.46$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(13.46/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0091 \text{ m} = 0.91 \text{ cm}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 21 + 0.91 \quad \Rightarrow \quad e = \mathbf{21.91 \text{ cm} = 0.219 \text{ m}}$$

VI.2.5.2. Les efforts corrigés seront :

$$N_{\min} = 7.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N \times e = 7.29 \times 0.219 = \mathbf{1.60 \text{ KN.m}}$$

_ **N**: Est effort de compression et le centre de pression ce trouve à l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$- A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.55 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = \mathbf{810.62 \text{ KN.m}}$$

$$- B = N \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 7.29 \times (0.50 - 0.55/2) + 1.60 = 3.24 \text{ KN.m}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{ua} = 7.29 \times (0.50 - 0.05) - 3.24 = \mathbf{0.04 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Alors : } A = \mathbf{810.62 \text{ KN.m}} > B = \mathbf{0.04 \text{ KN.m}}$$

Donc: La section est entièrement Comprimée.

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3240}{55 \times 50^2 \times 18.5} = 0.0013$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \quad \Rightarrow \quad (\alpha = 0.0016 ; \beta = 0.999)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{3240}{400 \times 0.999 \times 50} = 0.16 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.16 - \frac{7290}{100 \times 400} = -0.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = -\mathbf{0.02 \text{ cm}^2} < 0 \quad \text{Puisque A est négative, il faut prévoir des Armature minimale.}$$

3^{ème} cas G+Q+EX: ($M_{\max} = 96.23 \text{ KN}$; $N_{\text{corr.}} = 86.72 \text{ KN.m}$)

$$e_0 = \frac{M_{\text{MAX}}}{N_{\text{Corr}}} = \frac{96.23}{86.72} = 111 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2\text{cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 111 + 2 = 113 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.57 < \max(15; 41.09) = 41.09.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.55}\right) = 13.46$$

$$\lambda \leq 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(13.46/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0091 \text{ m} = 0.91 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 113 + 0.91 \quad \Rightarrow \quad e = 113.91 \text{ cm} = 1.139 \text{ m}$$

VI.2.5.3. Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Corr}} = 86.72 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N \times e = 86.72 \times 1.139 = 98.77 \text{ KN.m}$$

N : Est effort de compression et le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivant pour une section partiellement comprimé :

$$A = (0.337 h - 0.81c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$- A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.55 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = 810.62 \text{ KN.m}$$

$$- B = N \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 86.72 \times (0.50 - 0.55/2) + 98.77 = 118.28 \text{ KN.m}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{ua} = 118.28 \times (0.50 - 0.05) - 118.28 = -65.05 \text{ KN.m}$$

Alors : $A = 810.62 \text{ KN.m} > B = -65.05 \text{ KN.m}$

Donc : La section est partiellement comprimée.

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Simple :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{118280}{55 \times 50^2 \times 18.5} = 0.046$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow (\alpha = 0.059 ; \beta = 0.976)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{118280}{400 \times 0.976 \times 50} = 6.06 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des Armatures a la flexion Composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 6.06 - \frac{118280}{100 \times 400} = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s3} = 3.10 \text{ cm}^2 \text{ pour une section globale } A_t = 3.10 \times 2 = 6.20 \text{ cm}^2$$

4^{ème} cas G+Q+EY (sens non porteur) : ($M_{max} = 49.83 \text{ KN.m}$; $N_{corr.} = 68.67 \text{ KN}$)

$$e_0 = \frac{M_{MAX}}{N_{CORR}} = \frac{49.83}{68.67} = 73 \text{ cm.}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250).$$

$$L/250 = 306/250 = 1.22 \text{ cm} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 73 + 2 = 75 \text{ cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f/h < \max(15; 20 \times e_1/h)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$3.57 < \max(15; 27.27) = 27.27.$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Φ : Généralement on prend ($\Phi=2$).

(Le rapport de déformation finale due au fluage, a la déformation instantanée sous la charge considérée)

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \times \left(\frac{2.14}{0.55}\right) = 13.46$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\lambda/35)^2} = \frac{0.85}{1+0.2(13.46/35)^2} = 0.83.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.14^2}{10^4 \times 0.55} (2 + (0.83 \times 2)) = 0.0091 \text{ m} = 0.91 \text{ cm.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 75 + 0.91 \quad \Rightarrow \quad e = 75.91 \text{ cm} = 1.579 \text{ m}$$

VI.2.5.4. Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{Corr}} = 68.67 \text{ KN}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = N \times e = 68.67 \times 1.579 = 108.43 \text{ KN.m}$$

N : Est effort de compression et le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et on doit vérifier la condition suivante pour une section partiellement comprimée :

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \sigma_b > B = N_u \times (d - c') - M_{ua}$$

$$- A = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.55 \times 18.5 \times 10^3$$

$$- = 810.62 \text{ KN.m}$$

$$- B = N \times (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N \times (d - h/2) + M_{\text{Corrigé}} = 68.67 \times (0.50 - 0.55/2) + 108.43 = 123.88 \text{ KN.m}$$

$$B = N \times (d - c') - M_{ua} = 68.67 \times (0.50 - 0.05) - 123.88 = -92.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } A = 810.62 \text{ KN.m} > B = -92.98 \text{ KN.m}$$

Donc : La section est partiellement comprimée.

❖ Détermination des Armatures à la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{123880}{55 \times 50^2 \times 18.5} = 0.049$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \quad \Rightarrow \quad (\alpha = 0.063 ; \beta = 0.975)$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\overline{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{123880}{400 \times 0.975 \times 50} = 6.35 \text{ cm}^2$$

❖ Détermination des Armatures à la flexion Composée :

$$A_s = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 6.35 - \frac{123880}{100 \times 400} = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s4} = 3.25 \text{ cm}^2 \text{ pour une section globale } A_t = 3.25 \times 2 = 6.50 \text{ cm}^2$$

VI.2.5.6. Vérification des sections : RPA (99 ver 2003) :

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \min} = 0.8\% (b \cdot h)$ (zone IIa).

$$A_{\min} = 0.8\% (b \cdot h) = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.20 \text{ cm}^2.$$

Leur pourcentage maximal :

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 0.04 \times 55 \times 55 = 121.00 \text{ cm}^2.$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.50 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} = 0.23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 3.32 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une section totale : 4HA20 + 8HA16 = 28.65 cm²

DONC : $A = \max (A_{cal} ; A_{\min}^{RPA} ; A_{\min}^{BAEL})$

Tab.VI.4. Récapitulatif du résultat

Section	A _{T1} (cm ²)	A _{T2} (cm ²)	A _{T3} (cm ²)	A _{T4} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} × 2 (cm ²)	A _{max} (cm ²)	CHOIX	A _{corr} (cm ²)
60×60	(-) 21.38	(-) 0.02	(+) 6.20	(+) 6.50	24.20	6.64	24.20	4HA20+8HA 16	28.65

VI.2.5.7. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferraillage 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'E LS sous les sollicitations de (N ser , M ser).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

VI.2.5.8. Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{6.78}{1505.49} = 0.45 \text{ cm}$$

$$e_o = 0.45 < \frac{h}{6} = \frac{55}{6} = 9.16$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 55 \times 55 + 15 \times (28.65) = 3454.75 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 27.50 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v = 55 - 27.50 = 27.50 \text{ cm}$$

$$I_{XX} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} = \frac{55}{3}(27.5^3 + 27.5^3) + 15(14.33 \times (27.5 - 5)^2 + 14.33 \times (27.5 - 5)^2) = 980188 \text{ cm}^4$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 6.78 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1505490}{100 \times 3454.75} = 4.36 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{6780}{980188} = 0.0069$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.36 + (0.0069 \times 27.5) = 4.55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4.55 \text{ Mpa} < 15$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.36 + 0.0069(27.5 - 5)] = 67.73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.36 - 0.0069(50 - 27.5)] = 62.55 \text{ Mpa}$$

➤ Armatures transversales :

• Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 55.74 \text{ KN.}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{55740}{550 \times 500} = 0.20 \text{ Mpa}$$

τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b_0 : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u égale a:

• Selon le CBA93 :

$\tau_u < (0.15 f_{c28} / \tau_b, 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

$\tau_u < \bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \tau_b, 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifiée

Selon l'article 7.4.3.2 des RPA 99/Version 2003 :

$$\tau_u < b_u = d f_{c28}$$

$$- d = 0.075 \text{ si } g \geq 5$$

$$- d = 0.04 \text{ si } g < 5$$

Où λ_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.

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0.20 b_u$ condition vérifiée.

➤ Armatures transversales :

Selon le RPA99/version 2003 **art 7.4.2.2** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h : Dimension du poteau

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,

$$\rho_a = 2.50 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique } \lambda_g < 5$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas .

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{2.14}{0.55} \right) = 3.89$$

On prend $\rho_a = 3.75$

VI.2.5.9. Condition d'espacement :

D'après l'article 7.4.2.2 des RPA99/ Version 2003 l'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$St \leq \min(10\phi_l ; 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

$$St \leq \min(16 \text{ cm} ; 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$St' \leq 15 \phi_l \text{ en zone II}$$

$$St' \leq 24 = \text{en prend } St' = 15 \text{ cm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 15 cm en zone courante :

VI.2.5.10. Détermination de A_t :

$$A_t = \frac{pa V_u}{h \cdot f_e} St = \frac{3.75 \times 55740}{55 \times 400 \times 100} \times 15 = 1.43 \text{ cm}^2$$

Soit 3 cadres en **HA10** Pour (**4HA10 = 4.71 cm²**).

VI.2.5.11. Vérification des cadres des armatures minimales :

d'après :

➤ **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% & \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \Rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes (en choisit 0.5%)

Dans la zone nodale $t=10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 10 \times 55 = 2.75 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.005 \times 15 \times 55 = 4.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

VI.2.5.12. Vérification de l'effort normal réduit (Risque de rupture fragile):

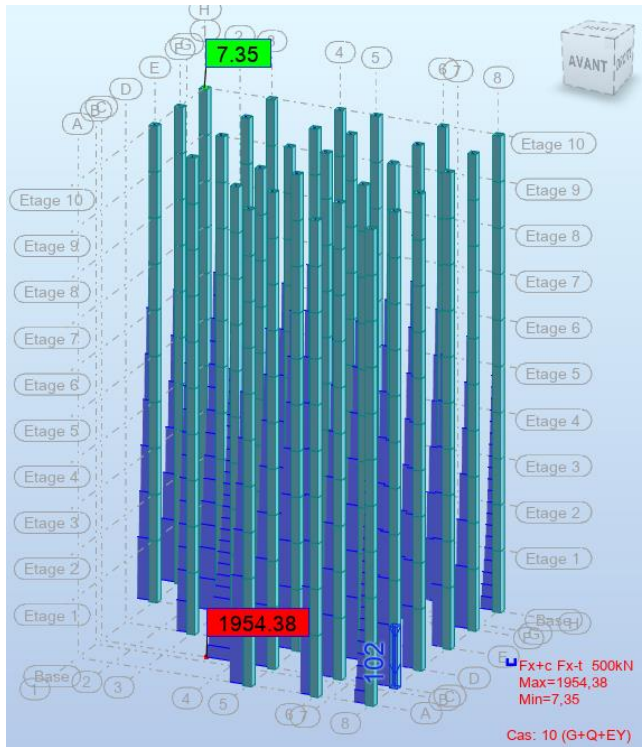
Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante : RPA99 (Formule 7.2)

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

Tel que : N : sollicitations d'ensemble dues au séisme Combinaison G+Q+EY.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression (25 Mpa).



$$N_{rd} = \frac{1954380}{550 \times 550 \times 25} = 0.26 < 0.3 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

On remarque que l'effort maximale exercée sur le poteau le plus sollicité ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc la section du poteau choisie est suffisante.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.VI.5 : Résultat ferrailage de poteaux

Section	A_{min}^{RPA} (cm ²)	Barres (long)	$A_{choisie}$ (cm ²)	A_t choisie (cm ²)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
55×55	24.20	4HA20+8HA16	28.65	4.71	10	15

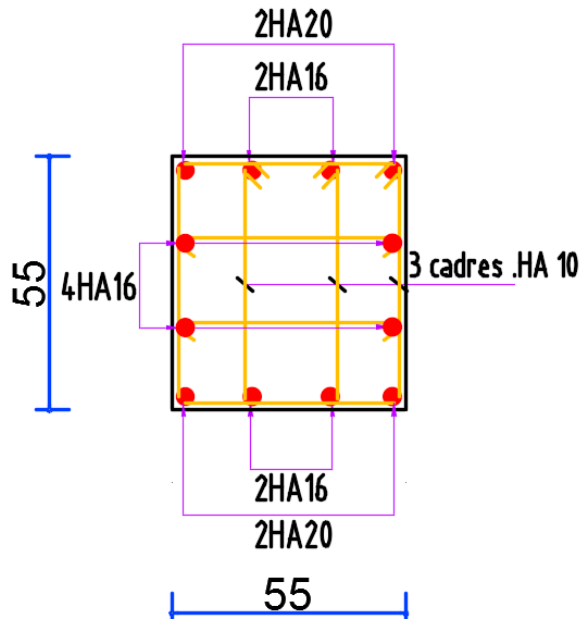


Fig.VI.3. Ferraillage de poteaux

VI.3. Ferraillage des voiles :

VI.3.1. Introduction :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon les règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges Verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

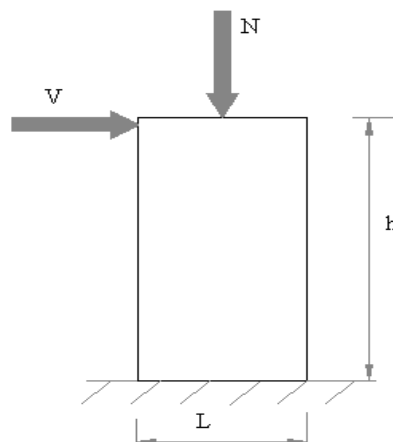


Fig.VI.4. Les sollicitations engendrées dans les voiles

VI.3.2. Les combinaisons d'action (RPA 99) :

- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8G \pm E$

Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

1) Aciers verticaux :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les Armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale 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.
- 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).
- 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.

Ferraillage verticale :

- a) Type de section à aborder :
 - ✓ *Section Entièrement Tendue (S.E.T)*
 - ✓ *Section Entièrement Comprimée (S.E.C)*
 - ✓ *Section Partiellement Comprimée (S.P.C)*
- b) Type de section à aborder :

VI.3.3. Détermination de la nature de la section :

- calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est $h/6$).
- calcul l'excentricité « e » qui égale au rapport de moment à l'effort normal ($e = M/N$) ; partir de la section du béton peut être soit :

- ✓ *(S.E.T)*
- ✓ *(S.E.C)*

✓ (S.P.C)

2) Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset .
- 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) Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e \quad e : \text{Epaisseur du voile.}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

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 :

- 40cm pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20cm pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

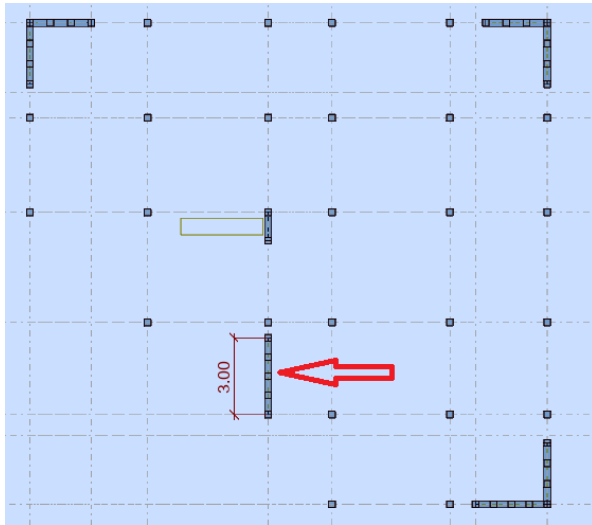
$$d \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2h'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferraillage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

VI.3.4.Exemple de calcul:



le calcul détaillé sera fait avec le voile du RDC (L = 3.00 m ; H = 4.08 m):

Détermination des sollicitations : (0.8G + EX)

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
MAX	203,52	1349,72	732,50
Panneau	1000	1000	1000

$$M_{\max} = 1349.72 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 203.52 \text{ KN}$$

$$I = (0.20 \times 3.00^3) / 12 = 0.45 \text{ m}^4$$

$$V = h/2 = 1.50 \text{ m. } v = 0.60 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{v} + \frac{M.V}{I} = \frac{0.20352}{0.60} + \frac{1.34972 \times 1.50}{0.45}$$

$$\sigma_1 = 4.89 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{v} - \frac{M.V}{I} = \frac{0.20352}{0.60} - \frac{1.34972 \times 1.50}{0.45}$$

$$\sigma_2 = -4.16 \text{ Mpa.}$$

$$L_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.38 \text{ m}$$

En à une Section Partiellement Comprimée (S.P.C)

VI.3.5. Calcul de L_c :

$$L_c = L - L_t = 3.00 - 1.38 = 1.62 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1349.72}{203.52} = 6.63 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \times b \times h \times \overline{\sigma}_b$$

$$A = (0.337 \times 300 - 0.81 \times 5) 20 \times 300 \times 18.5$$

$$A = 10772.55 \text{ KN.m}$$

$$B = N (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 1349.72 + 203.52 (2.95 - 1.50) = 1644.82 \text{ KN.m}$$

$$B = 203.52 (2.95 - 0.05) - 1644.82 = - 1054.61 \text{ m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 6.63}{3.00} = 44.20$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 4.08}{3.00} = 0.68 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.68 < 44.20 \dots \dots \dots (c.v)$$

VI.3.6. Calcul de ferraillage :

- **Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_A = M + N(d - \frac{h}{2}) = 1644.82 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1644.82 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 295^2} = 0.051 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.065$$

$$\beta = 0.974$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1644.82 \times 10^3}{400 \times 0.974 \times 295} = 14.31 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s} = 14.31 - \frac{203.52 \times 10^3}{100 \times 400} = 9.22 \text{ cm}^2$$

L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003)

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 138 \times 20 = 5.52 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

- Globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 300 = 9.00 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = \max(9.22, 5.52)$$

Alors on prend $A = 9.22 \text{ cm}^2$

En zone courante

$$h' = h - 2lt > 0 = 3.00 - (2 \times 1.38) = 0.24 \text{ m.}$$

$$A_{min2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (24) = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = (2 \times 9.22) + 0.48 = 18.92 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 9.00 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement d'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

- **Choix d'armature**

On choisit dans toute la section du voile 34HA10 pour $A = 26.70 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 732.50 \times 10^3}{200 \times 2950} = 1.74 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile (a = 20 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 200 cm)

➤ **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

VI.3.7. Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 300 = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 8T10 = 6.28 \text{ cm}^2 / ml$

- **Les Armatures Transversales :**(armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ Mpa}$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

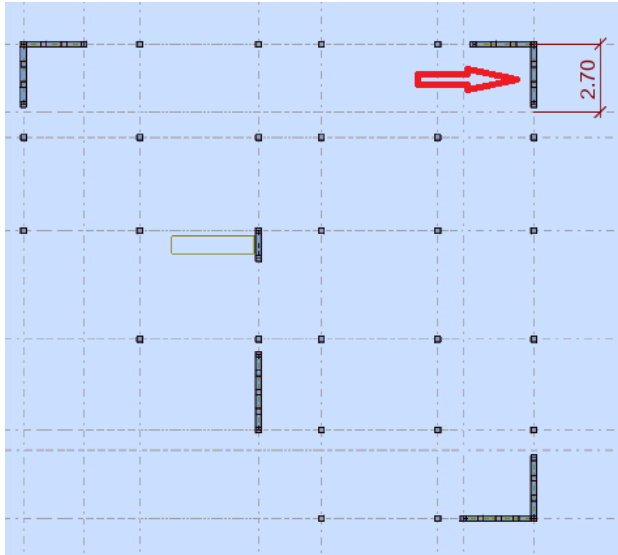
-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

-Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- **Navier Bernoulli**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+EY



	NRx [kN]	MRz [kNm]
MAX	371,16	39,78
Panneau	1050	1050

$N = 371.16 \text{ KN}$

$M = 39.78 \text{ KN.m}$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{371.16 \times 10^3}{200 \times 2700} + \frac{6 \times 39.78 \times 10^6}{200 \times (2700)^2} = 0.85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

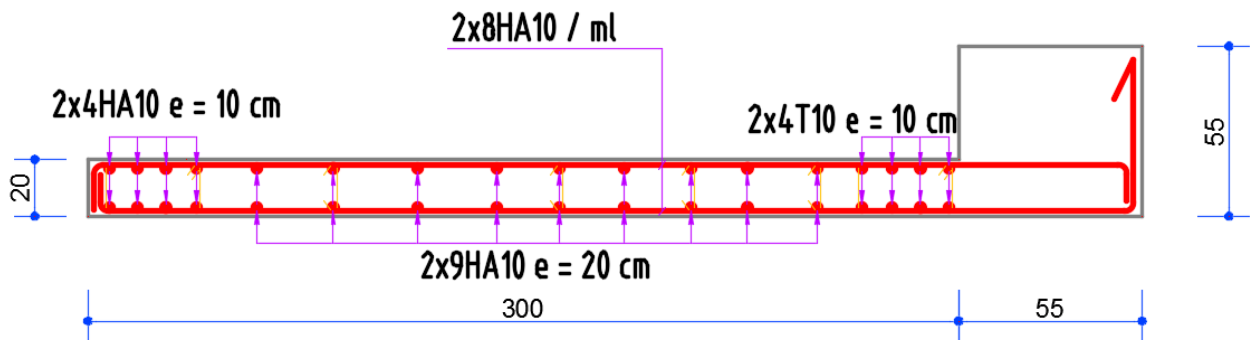


Fig.VI.5. Ferraillage voile

Chapitre VII

VII Présentation du rapport d'études de sol :**VII.1 L'étude de sol :**

La présente étude a été réalisée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction LNHC direction régionale Antenne de Sétif suite à la demande de client.

VII.1.1 Objet de l'étude :

La présente étude a pour objet de définir ce qui suit :

- Les caractéristiques géotechniques de la zone d'implantation du projet en se basant sur plusieurs campagnes d'investigation.
- Les caractéristiques physico-mécaniques des sols en place ainsi que les analyses chimiques.
- Le comportement des sols en place à partir des essais in-situ et essais au laboratoire
- La portance du sol
- Les recommandations nécessaires à fournir au maître d'ouvrage pour la bonne conduite de la réalisation du projet quant au :
 - ❖ Mode de fondations
 - ❖ Niveau d'ancrage des fondations
 - ❖ La réalisation des travaux de terrassements

VII.1.2 Description de site:**Situation du projet :**

Le terrain objet de cette étude se situe au niveau la commune de Annaba

Topographie du terrain :

Lors de notre visite nous avons constaté que l'assiette du projet est relativement plate.

Une campagne d'investigation par sondage carottés :

Les sondages carottés sont des essais primordiaux pour connaître les formations cachées et d'extraire des échantillons pour la pratique des essais de laboratoire afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol

➤ **Résultats de sondage:**

- 0.00 – 0.20 m : Terre de recouvrement
- 0.20 – 6.00 m : Sable limoneux beige intercalé par des graviers et parfois caillouteux
- Fin de forage à une profondeur de 6 m

a- Classification des terrains selon DTR-BE 1.2 et RPA 99 version 2003 :

D'après le DTR-BE 1.2 les différents types de sol rencontrés sont classés parmi les terrains bien compacts et appartiennent à la catégorie « **S2** » selon la classification du RPA 99 version 2003. et présence d'un sol homogène

VII 1.3 Type de fondation, l'ancrage et le taux de travail admissible :

Les efforts de la superstructure seront transmis au sol moyen de la fondation superficielle sur semelles isolée (aussi la vérification de risque de chevauchement).

- Ancrées à une profondeur minimale de **1.50 m** par rapport au terrain fini
- En cas d'une structure élevée l'ancrage = **10%** hauteur de la structure
- Le taux de travail admissible est de **$Q_{adm} = 2.00$ bars**
- Le coefficient de raideur est estimé par les essais pressiométrique **$K = 4000T/m^3$**

VII 1.4 Recommandations :

Compte tenu de ce qui précède, nous vous recommandons ce qui suit :

- Bien compacter les fonds de fouilles avant le coulage du béton de propreté
- Protéger l'ensemble des blocs contre toutes venues d'eau
- Le sol est moyen agressif l'utilisation d'un ciment résistant aux sulfates

VII.2 Etude de fondation :

VII.2.1. Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission de charges de la structure au sol, elle est constituée par la partie de l'ouvrage qui est en contact avec celui-ci constituant ainsi la partie essentielle de l'ouvrage puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges d'une part, et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

VII.2.2. Combinaisons d'actions :

- ELS (G + Q + W) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q+W) ; (1.35G + 1.5W+Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle : (0.8G ± E) et (G+Q±E) pour les vérifications.

VII.2.3. Calcul du radier général nervuré :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier et des terres de remblais sur le radier

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Prévenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

✓ Vérifications de la condition (Risque de chevauchement) :

($S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} > 50 \%$).

Cas 8 (C)	ELS
Somme totale	37946,97
Somme réaction	37946,97

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37.94697}{0.20} = 189.73 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{189.73}{335.09} = 56.62\% > 50 \%$$

Surface totale des semelles : $S_{\text{semelles}} = 189.73 \text{ m}^2$

Surface totale du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 335.09 \text{ m}^2$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer d'un

Radier Général nervuré comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondations) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.
- Evité les poteaux courts.

En a choisis un Radier Rigide pour une transformation des contraintes uniforme et aussi pour éviter le tassement différentiel.

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes

a) Condition forfaitaire :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_t \geq L_{\max}/20.$$

avec : L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux (distance entre axes)

h_t : épaisseur du radier.

D'où : $h_t \geq 470/20 = 23.50$ cm

La nervure (poutre libage) :

Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad ; \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ;

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K_b : coefficient de raideur du sol ;

b : largeur du radier.

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3.57 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 4.70 \text{ m}, E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2, K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} = h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.70^4}{3.21 \times 10^6 \times 3.14^4}} = 0.67 \text{ m}$$

On prend: $h_t = 80$ cm.

Le choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci avant nous amène à choisir les dimensions de Radier comme suite :

- Épaisseur du radier égale à $e = 40$ cm.
- Hauteur totale du nervures égale à $h_t = 80$ cm.
- Choix de la Largeur de la nervure : $(h_t / b) \leq 4$ donc on prend $b = 40$ cm, soit une section de (40×80) cm².

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + (D \times P_r)$$

S: surface du Bâtiment.

P_r : périmètre du Bâtiment.

- Calcul de débordement D' :

$D' \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_t = 0.90$ m

On prend $D' = 0.50$ m alors l'emprise totale avec D est:

$$S_r = S + (D' \times P_r) = 335.09 + (0.50 \times 82.40) = 376.29 \text{ m}^2$$

VII 2.4. Poids de radier y compris le remblai et le poids propre des fondations

Cas 7 (C)	ELU
Somme totale	38194,85
Somme réaction	76390,02

Cas 8 (C)	ELS
Somme totale	28124,21
Somme réaction	56248,65

ELU: $N_u = 76390.02$ KN

ELS: $N_s = 56248.65$ KN

VII.2.5. Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier y compris remblais poids propre de fondations

$$W = 56248.65 \text{ KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 3.00 \text{ m}$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 376.29 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 10 \times 3.00 \times 376.29 = 16933.05 \text{ KN} < 56248.65 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

VII 2.6. Vérification de la stabilité du radier:**Vérification des contraintes du sol :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

N : effort normal total due aux charges verticales.

$$N = 56248.65 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{56.24865}{376.29} = 0.15 \text{ MN/m}^2 = 0.15 \text{ MPA} < 0.20 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

D'Après le RPA99/2003 (art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Avec L : Dimension de radier

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour toutes les combinaisons considérées.

Tab VII.1. Résultats de calcul de la stabilité du radier

	N (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Remarque
0.8G ± E	12381.33	1796.14	1990.73	0.15	0.16	5.05	4.70	Vérifiée

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ avec } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_v}{I} \text{ et } \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_v}{I}$$

$$I_x = 16891.19 \text{ m}^4 ; V_x = 11.94 \text{ m}$$

$$I_y = 19230.27 \text{ m}^4 ; V_y = 11.25 \text{ m}$$

$$S : \text{surface du radier } S_{\text{rad}} = 376.29 \text{ m}^2$$

Cas 10 (C) (CQC)	G+Q+EY
Somme totale	53500,04
Somme réaction	37954,85

$$N_{\text{max}} (\mathbf{G+Q+E}) = 53500.04 \text{ KN}; M_x = 1806.43 \text{ KN.m}; M_y = 2188.68 \text{ KN.m}$$

Tab VII.2 les contraintes sens longitudinal et transversal

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N (MN)	53.5	53.50
M (MN.m)	1.81	2.19
σ_1 (MN/m ²)	0.14	0.14
σ_2 (MN/m ²)	0.14	0.14
σ_m (MN/m ²)	0.14	0.14

Sens (X-X) : $\sigma_m = 0.14 \text{ MPA} < \sigma_{\text{sol}} = 0.20 \text{ MPA}$.

Sens (Y-Y) : $\sigma_m = 0.14 \text{ MPA} < \sigma_{\text{sol}} = 0.20 \text{ MPA}$.

VII.2.7. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

■ La réaction du sol à l'E.L.U

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{\text{rad}}$$

$$S = 376.29 \text{ m}^2$$

$$q_u = 203.00 \text{ KN/m}^2$$

■ La réaction du sol à l'E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = (G+Q)/S_{\text{rad}}$$

$$q_{\text{ser}} = 149.48 \text{ KN /m}^2$$

Méthodes de calcul : c'est la méthode forfaitaire de l'annexe E3 du règlement BAEL

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

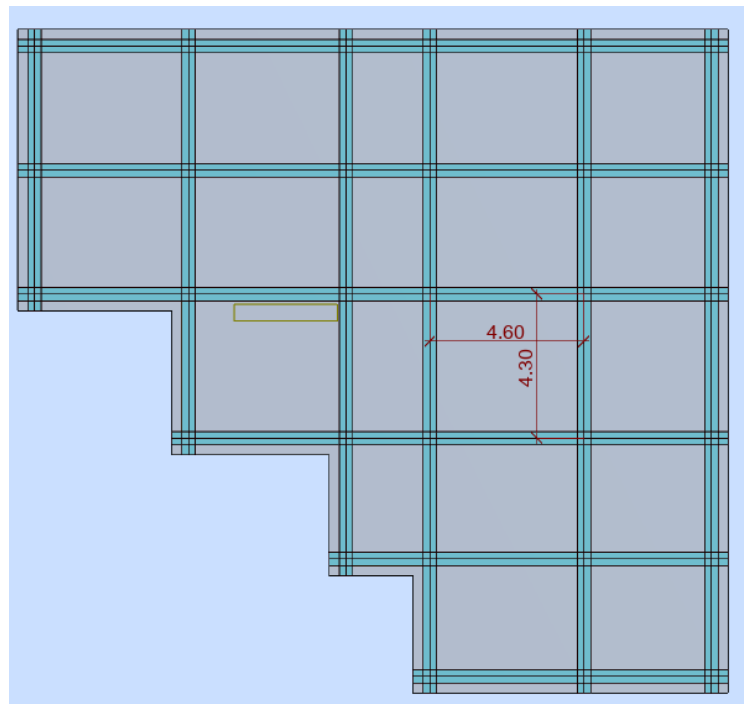
Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75 M_x$; $M_{ty} = 0.75 M_y$).

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5 M_x$; $M_{ay} = 0.5 M_x$).

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

- Calcul des moments fléchissant :



Le plus grand panneau est le panneau de : 4.30 x 4.60

a) l'ELU : $\nu = 0$

$$\alpha = \frac{4.30}{4.60} = 0.93 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau: de l'annexe E3 du BAEL

$$\mu_x = 0.0428$$

$$\mu_y = 0.841$$

Les moments sont:

$$M_{ox} = 0.0428 \times 203 \times 4.30^2 = 160.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0.841 \times 160.65 = 135.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 120.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 101.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 \times M_{ox} = 80.33 \text{ KN.m}$$

Tab VII.3. Résultats des moments sur appui et en travée(ELU)

Lx (m)	Ly (m)	Lx/Ly	sens X-X				sens Y-Y			
			μ_x	M_{ox} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	μ_y	M_{oy} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
4.30	460	0.93	0.0428	160.65	120.49	80.33	0.841	135.11	101.33	80.33

Ferrailage :

■ ELU :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

Tab VII.4. Ferrillages du radier à L'ELU

panneau	SENS X- X		SENS Y-Y	
	En travée	En appui	En travée	En appui
M_u (KN.m)	120.49	80.33	101.33	80.33
μ	0.069	0.046	0.058	0.046
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
α	0.089	0.059	0.075	0.059
β	0.964	0.976	0.970	0.976
σ_s	348	348	348	348
A_s (cm ² /ml)	10.26	6.76	8.58	6.76

As _{min} (cm ² /ml)	4.23	4.23	4.23	4.23
Choix des barres/ml	7HA20	7HA20	7HA20	7HA20
As _{corres} (cm ² /ml)	21.99	21.99	21.99	21.99
Espacement (cm)	15	15	15	15

Vérification de la contrainte de cisaillement : (fissurations préjudiciable)

$$\tau_u^- = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 35 \text{ cm}$

Sens X-X

$$V_u = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = 0.203 \times \frac{4.30}{2} = 0.44 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.44}{1 \times 0.35} = 1.26 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 1.26 \text{ MPA} \leq \tau_u^- = 2.50 \text{ MPA} \Rightarrow$ Condition vérifiée alors on n'a pas besoin d'armatures de cisaillement.

Sens Y-Y

$$V_u = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = 0.203 \times \frac{4.60}{2} = 0.47 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.47}{1 \times 0.35} = 1.24 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 1.24 \text{ MPA} \leq \tau_u^- = 2.50 \text{ MPA} \Rightarrow$ Condition vérifiée alors on n'a pas besoin d'armatures de cisaillement.

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier en L'ELS:

a) l'ELS : $v = 0.2$

$$\alpha = \frac{4.30}{4.60} = 0.93 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau: de l'annexe E3 du BAEL

$$\mu_x = 0.0500$$

$$\mu_y = 0.891$$

Les moments sont:

$$M_{ox} = 0.0500 \times 149.48 \times 4.30^2 = 138.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0.894 \times 129.07 = 115.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 103.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 86.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 \times M_{ox} = 69.10 \text{ KN.m}$$

Partie le plus sollicité \implies Travée de sens X-X

$$FeE400 \implies \eta = 1.6$$

$$\text{Béton} : \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.60 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier} : \sigma_s \leq f_e = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$$M_{tx} = 103.64 \text{ KN.m}$$

$$A = 10.78 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 35 \text{ cm}$$

$$\mu_l = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{103640}{100 \times 35^2 \times 201.63} = 0.0042$$

$$\text{pour } \mu_l = 0.0042 \text{ nous lisons sur le tableau } \beta_1 = 0.896 \quad K = 0.03$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times b \times A} = \frac{103640}{0.896 \times 35 \times 10.78} = 150.29 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.03 \times 150.29 = 4.51 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Résultat finale :

Tab VII.5. Résumé de ferrailages (Radier)

Sens X-X		Sens-Y-Y	
Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
7HA20	7HA20	7HA20	7HA20

VII .3 Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 100 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur d'un mètre.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m ²	qs KN/m ²
100	40	35	50	203.00	149.48

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s,min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 4.23 \text{ cm}^2$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 10.00 \text{ cm}^2$$

l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 25.38 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)	A ^{BAEL} /2 (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix
25.38	0,015	0,019	0,992	2.10	4.23	5.00	10.78	7HA14

En a choisit le même ferrailage de Radier pour assurer la continuité de ferrailage.

Armature de Répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{21.99}{4} = 5.50 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit A=5,65 = 5HA12 avec un espacement 20 cm.

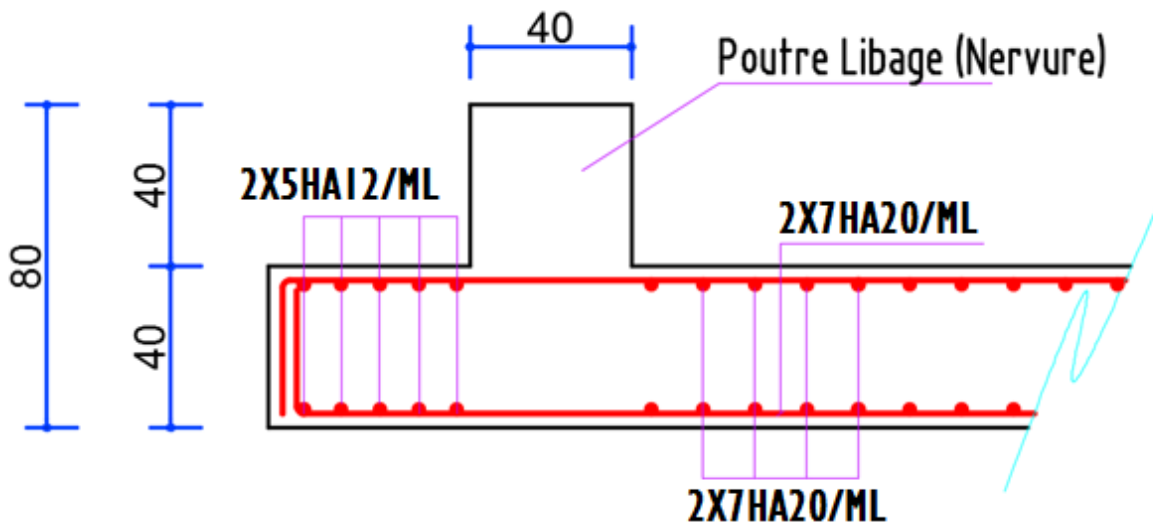


Fig VII.1 Schéma de ferrailage du radier

VII.4 Etude des nervures :

Le radier est considéré travaillant comme un plancher renversé qui est sollicité par la réaction du sol, il transmet cette réaction aux nervures.

La nervure est la poutre du radier soumise à la flexion simple

La hauteur de la nervure $h = 0.80$ m

La largeur de la nervure $b = 0.40$ m

ELU :

VII.4.1. Les sollicitations :

Les sollicitations maximales sont déterminées par le logiciel **ROBOT 2020** poutre rectangulaire ($b \times h$).

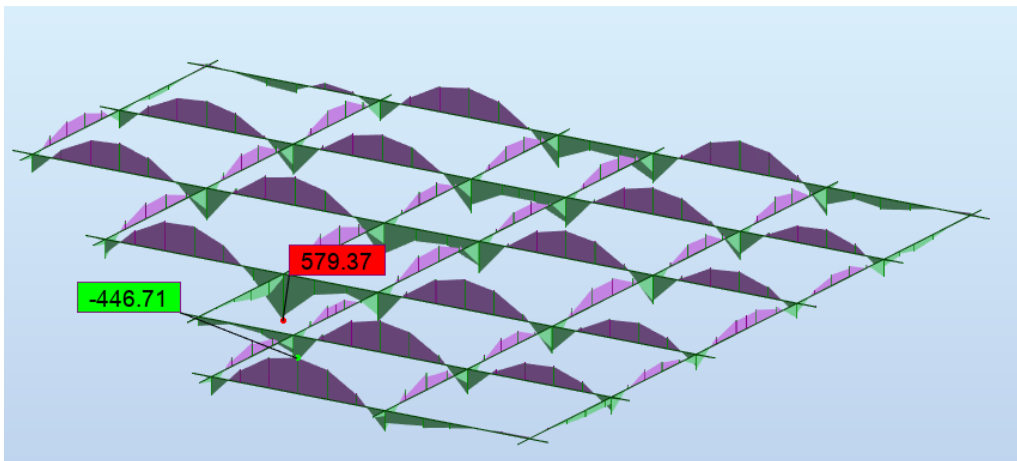


Fig VII.2. Diagrammes des moments fléchissent à L' ELU

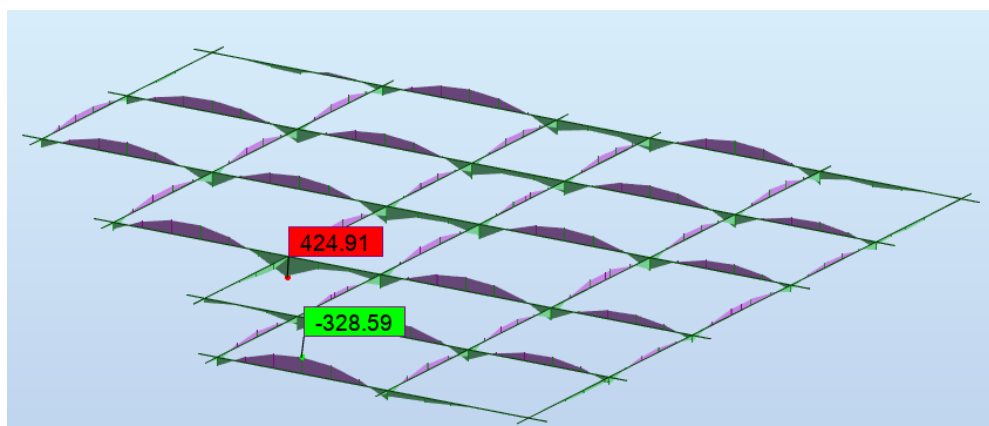


Fig VII.3 Diagrammes des moments fléchissent à L' ELS

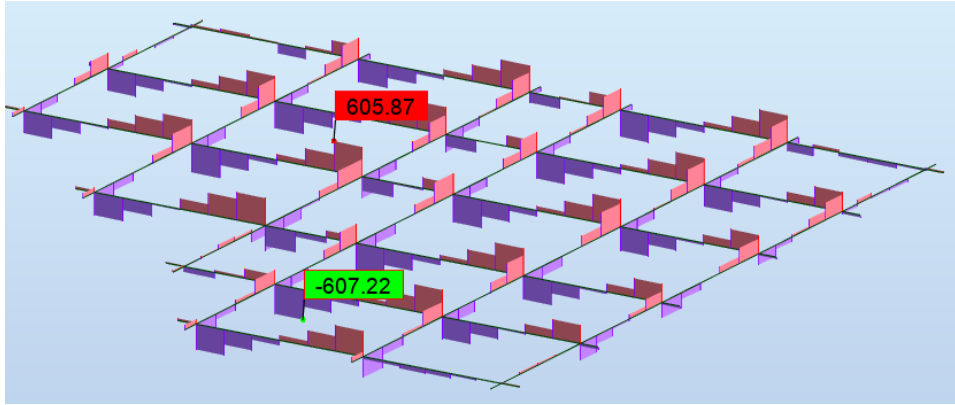


Fig VII.4 Diagrammes de L'efforts tranchants à L' ELU

Calcul à l'ELU:

$$M_{trav}^{\max} = 446.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis}^{\max} = 579.37 \text{ KN.m}$$

$$V_{Max} = 607.22 \text{ KN}$$

VII.4.2. Calcul des armatures :

En travée:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{travée}^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{446710}{40 \times 75^2 \times 14.2} = 0.140 < 0.392$$

On a:

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Aciers comprimé ne sont pas Necessaire.

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

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

$$\alpha = 0.189$$

$$\beta = 0.924$$

$$A = \frac{M_{travée}^{\max}}{d \times \beta \times \sigma_{st}} = \frac{446710}{75 \times 0.924 \times 348} = 18.52 \text{ cm}^2$$

En appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{appui}^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{579370}{40 \times 75^2 \times 14.2} = 0.181 < 0.392$$

On a:

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Aciers comprimé ne sont pas Necessaire.

Calcul de A:

$$A = \frac{M_{trav}^{\max}}{Z \times f_{st}}$$

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

$$\alpha = 0.252$$

$$\beta = 0.899$$

$$A = \frac{M_{appui}^{\max}}{d \times \beta \times \sigma_{st}} = \frac{579370}{75 \times 0.899 \times 348} = 24.44 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité: B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 3.86 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 40 \times 80 = 3.20 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimale : R.P.A (99 mod 2003) (art 7.5.2.1)

$$A'_{RPA} \geq 0.005 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.005 \times 40 \times 80 = 16.00 \text{ cm}^2$$

Tab. VII.6 Les armatures de nervures

	A _{calculé}	A _{BAEL}	A _{min(BAEL) / 2}	A _{min(RPA) / 2}	A _{max}	A adoptée	choix
Appuis	24.44	3.86	1.60	8.00	24.44	25.13	8HA20
Travée	18.52	3.86	1.60	8.00	18.52	20.61	4HA20+4HA16

VII.4.3. Les vérifications:**• Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{607220}{400 \times 750} = 2.02 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 3 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Dispositions constructives :

St: l'espacement des cours d'armatures transversaux.

En zone nodale

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l) = 15 \text{ cm}$$

En zone courante

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (67.5 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

➤ Condition exigée par les RPA99

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit deux (2) Cadre en T10} = (4\text{HA10}) = 3.14 \text{ cm}^2$$

c- Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification se fait comme suite :

Calcule de (y1) par résolution d'équation suivant :

$$\text{La résolution de cette équation est résumée comme suit : } \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2Dd$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$\alpha_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3}$$

$$k_1 = 15 \times \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A\beta_1 d}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

D. La vérification des contraintes :

		A (cm ²)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	σ_s adm (MPa)	σ_b adm (MPa)	condition
Nervure 50x90	Travée	20.61	113.90	9.30	109.60	15	Vérifiée
	appui	25.13	170.90	10.80	129.10	15	Vérifiée

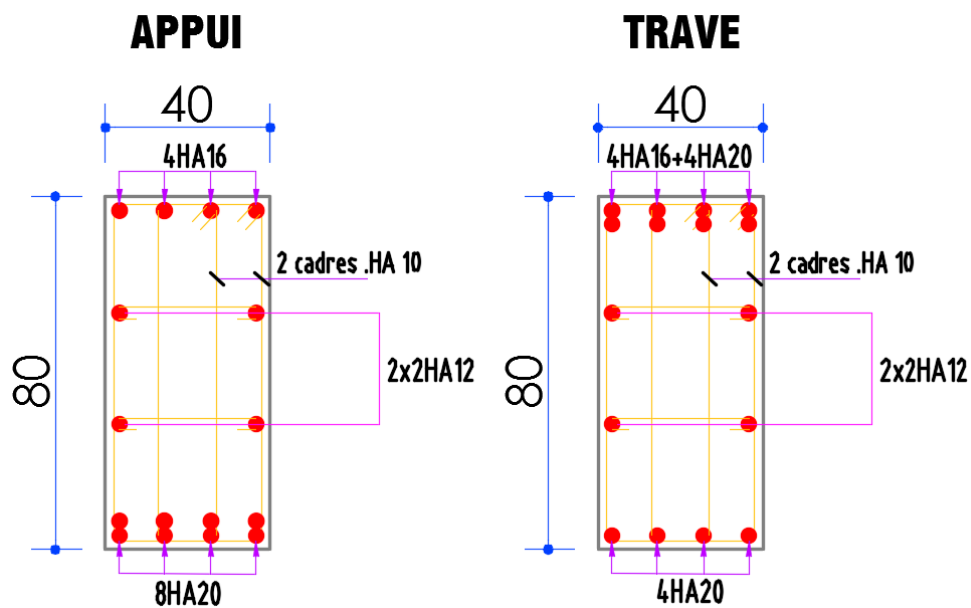


Fig VII.5 Ferrailage Nervures

VII.5. Longrine

Les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à : **RPA99 (art 10.1.1)**

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

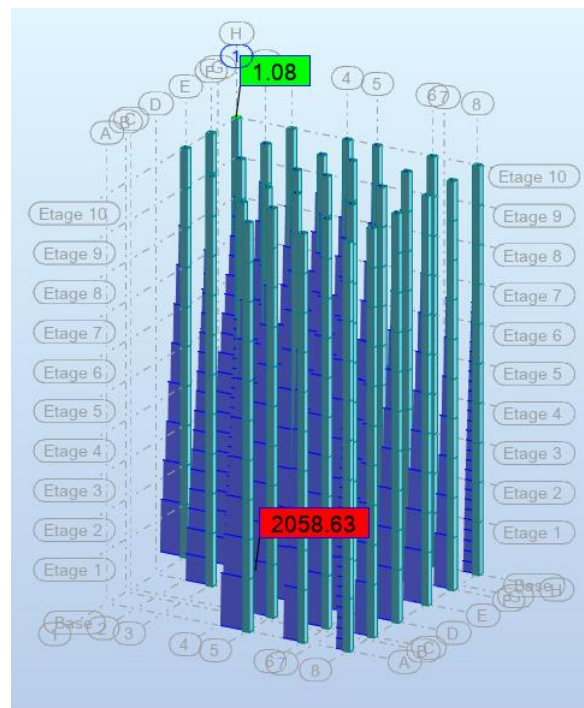
Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés. C'est-à-dire maximum des efforts N ramenés en pieds de poteaux et voiles

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Tab VII.7.RPA 99 (révisé 2003), p 93

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8



$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{2058.63}{15} = 137.24 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

(25 × 30) cm² : sites de catégorie S2 en adopté une section de (30x40) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm ; $15 \phi_l$).

-Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 0.6\% .B = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A^{\text{RPA}(\min)} = 7.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{T}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

Les Armatures Transversales :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\emptyset 6$ (**Fissurations est préjudiciable**)

L'espacement: Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20\text{cm}; 15 \emptyset_t); S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

On choisit un cadre en $\emptyset 6$ et étrier en $\emptyset 6$ pour $4\emptyset 6$ $A_t = 1.13 \text{ cm}^2$. $> 0.90 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$

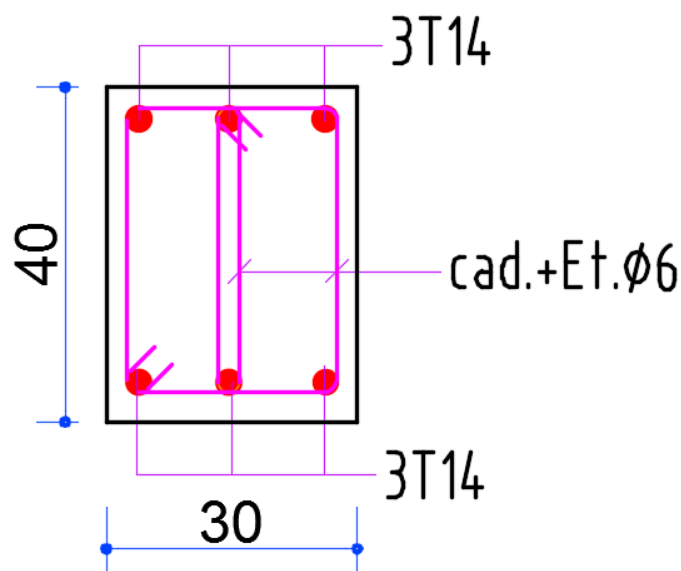


Fig VII.6 Ferrailage de longrine

VII.6. Conclusion:

Cette étude m'a donné l'occasion d'approfondir mes connaissances dans le calcul d'un ouvrage, contreventement mixte des voiles et portique avec interaction.

En effet, on peut dire que mon ouvrage a une bonne répartition des éléments porteurs, cela donne des inerties de même ordre de grandeur dans les deux sens.

Concernant l'étude dynamique, la structure est exposée à des effets sismiques, Et vu que le dimensionnement des voiles implique un nombre assez important de sections partiellement tendues la réalisation sera moins coûteuse.

Le calcul de contreventement m'a donné des résultats acceptables, pour le calcul l'ingénieur.

Finalement, mon étude se termine par la connaissance du sol d'assise, suivre du choix du système de fondation en radier général avec nervures sous poteaux et sous voiles.

En fin, l'ingénieur doit être un contrôleur pour prendre des décisions tout le long de son étude pour avoir toujours à l'esprit, la sécurité et l'économie de l'ouvrage.

Conclusion générale :

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment (R+9), contreventé par un système mixte ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances, non seulement dans les calculs théoriques, mais aussi qu'en outils informatiques notamment avec l'utilisation des logiciels (ROBOT 2020) qui nous donnaient de bons résultats sans passer par trop de calculs. Ainsi, ce travail nous a permis de faire un certain nombre de conclusions :

- La modélisation doit, autant que possible, englober tous les éléments de la structure secondaire soient-ils ou structuraux. Ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Notre structure est implantée dans une zone de moyenne sismicité. Ceci nous amené à l'étudier au séisme. Etant une structure mixte, sa modélisation par le logiciel ROBOT2020 nous a permis de trouver une bonne disposition des voiles de contreventement.

Cette disposition vérifie les conditions édictées par le RPA 99/2003 (période de vibration, interaction voile-portique, effet (P-delta) et le taux de participation massique). Or, les contraintes architecturales font que le choix de disposition de ces voiles soit réduit.

Vu les charges importantes transmises par chaque poteau aux fondations, avec une surface du bâtiment relativement faible, l'utilisation du radier s'est avéré préjudiciable.

L'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout, sur sa concordance avec le côté pratique, d'où, la nécessité d'une bonne critique des résultats pour avoir une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort. Enfin, nous espérons que ce projet soit utile pour les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE

Les réglemente :

- Règles parasismiques Algériennes. (RPA2003).
 - Règles BAEL 91.
 - Règles neige et vent. (RNV99).
 - D.T.R.B.C .2.2: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).

Les Cours :

- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Résistance des matériaux.

LES LOGICIELS :

- Autodesk Structural ROBOT 2020.
- Rdm6.
- AUTOCAD 2020.
- Word 2007.
- Excel 2007.