

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

جامعة سعد دحلب - البليدة 1

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA1

كلية التكنولوجيا - دائرة الهندسة المدنية  
FACULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER II EN GENIE CIVIL  
OPTION : Structure réparation et cout de construction

**Thème**

# ***Réalisation d'une Polyclinique anticancéreux (SS+R+6)***

\*Promoteur : **Professeur ABED Mohamed**

\*Présenté par : **M<sup>elle</sup> KHAMER Amel**

\*Co - Promoteur : **M<sup>er</sup> ZEBIRI Fouad**

**Jury**

Président : **M<sup>er</sup> MENADI .B**

Examineur : **M<sup>er</sup> DJAHARA.A**

***Promotion 2017-2018***

## **\*Remerciement\***

Mon plus grand remerciement à notre dieu le tout puissant et miséricordieux, qui ma donnerla force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

En second lieu, je veux adresser tous mes remerciements aux personnes avec lesquelles j'ai pu échanger et qui m'ont aidé pour la réalisation de ce mémoire :

- Mon promoteur, Professeur **ABED Mohamed** qui a su me guider vers les bonnes références.
- Mon Co-promoteur, **Monsieur ZEBIRI Fouad**, pour ses précieux conseils et son orientation ficelée tout au long de ma recherche et pour le temps qu'il m'a consacré.

En fin, j'adresse mes plus sincères remerciements à ma famille, ma mère et mes deux sœurs et tous mes proches et amis, qui m'ont accompagné, aidé, soutenu et encouragé tout au long de la réalisation de ce mémoire.

## **\*Dédicaces\***

Je dédie ce modeste travail :

-En hommage à l'âme de mon père qui a toujours rêvé de ce jour là et qui est sûrement fière de moi par ce que j'ai pu réaliser son rêve.

J'espère que du monde qui est sein maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours priée pour le salut de son âme. Puisse dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde

-A ma très chère mère pour son soutien moral, ses encouragements durant toute la durée de ce travail et pour son amour à moi.

-A mes deux chères sœurs Souad et Randa qui m'ont énormément aidé pour finir mon projet, pour leurs affectation, compréhension et patience.

-A tous mes amis : BOUCENA Hidaya, MAHFOUDI Karima, BEKAKERIA Abdelbassat, Nabil et à toi Khaled « MSK ».

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infallible.

Merci d'être toujours là pour moi.

**Amel KHAMER**



***INTRODUCTION GENERALE***

## Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coter économique lié aux couts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité, qualité, prix et délais de réalisation.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux mêmes temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un centre hospitalier polyvalent et la plus importante partie sera dédié au anticancéreux en SS + R + 6 implanté en zone de moyenne sismicité (zone Iib) le bâtiment a une ossature contreventée par voile en béton armé.

Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape consacrée à la définition de la radiothérapie ainsi son importance dans cette partie et l'utilisation du béton baryté dans la construction du bunker.
- La troisième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La quatrième étape sera le calcul des éléments non structuraux (Acrotère, escalier, poutrelles, la table de compression et dalle machine).
- La Cinquième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques.
- sixième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (poutres, longrines, poteaux, voiles).
- La septième étape sera le calcul des fondations (type, dimensions et ferrillages).

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لأنجاز عيادة طبية متعددة الاختصاصات واهم قطاع يتمثل في معالجة السرطان وتتألف من طابق تحت ارضي + طابق ارضي + 6 طوابق وسوف يتم انشائه بمدينة خميس الخشنة ولاية بومرداس المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية 2 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. مقاومة البناء لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة + الجدران المسلحة. هذا المشروع مؤسس عبر مقاييس وتسليح مختلف العناصر الأساسية مصممة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في 2003 ومقياس للأسمنت المسلح تمت الدراسة الزلزالية وفق الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة عناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال

# ABSTRACT

This project deals with the study of hospital the building consists with underground + ground + 6 floors, the project is located in Boumerdes with a high seismicity region (Area II) according to the Algerian seismic rules PRA 99 version 2003.

The structure is Braced by gantries and reinforced concrete walls.

The measurement and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian standards (CBA93 and PRA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method using the software program ETABS v 9.7.4

# RESUME

Le présent mémoire consiste à étudier une policlinique et la partie la plus importante c'est service anti-cancéreux en SS+RDC +6 étages, il est implanté à Boumerdes. Cette région est classée en zone sismique II selon le RPA99 version 2003.

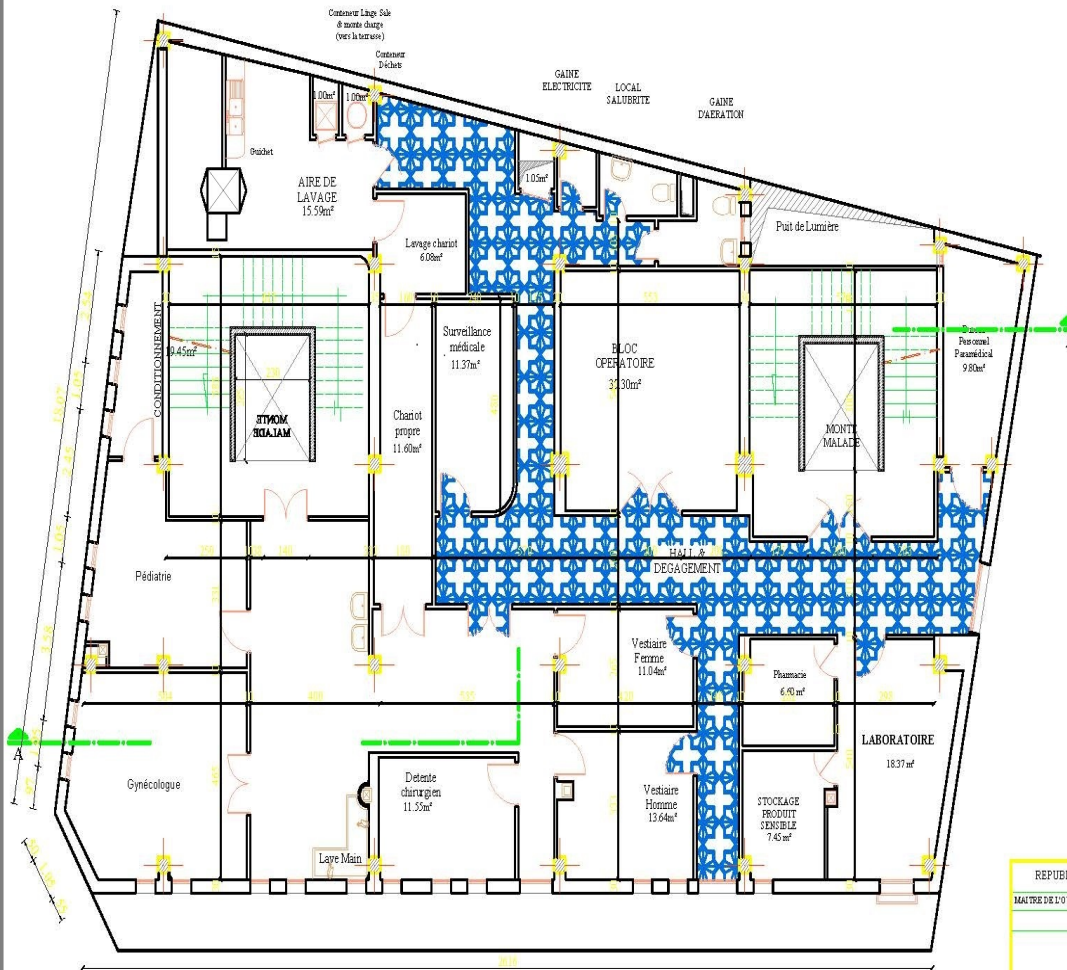
Cet ouvrage est une structure contreventée par portiques et des voiles en béton armé.

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au RPA99 version 2003 et CBA 93.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le biais du logiciel de calcul des structures par éléments finis en ETABS v 9.7.4

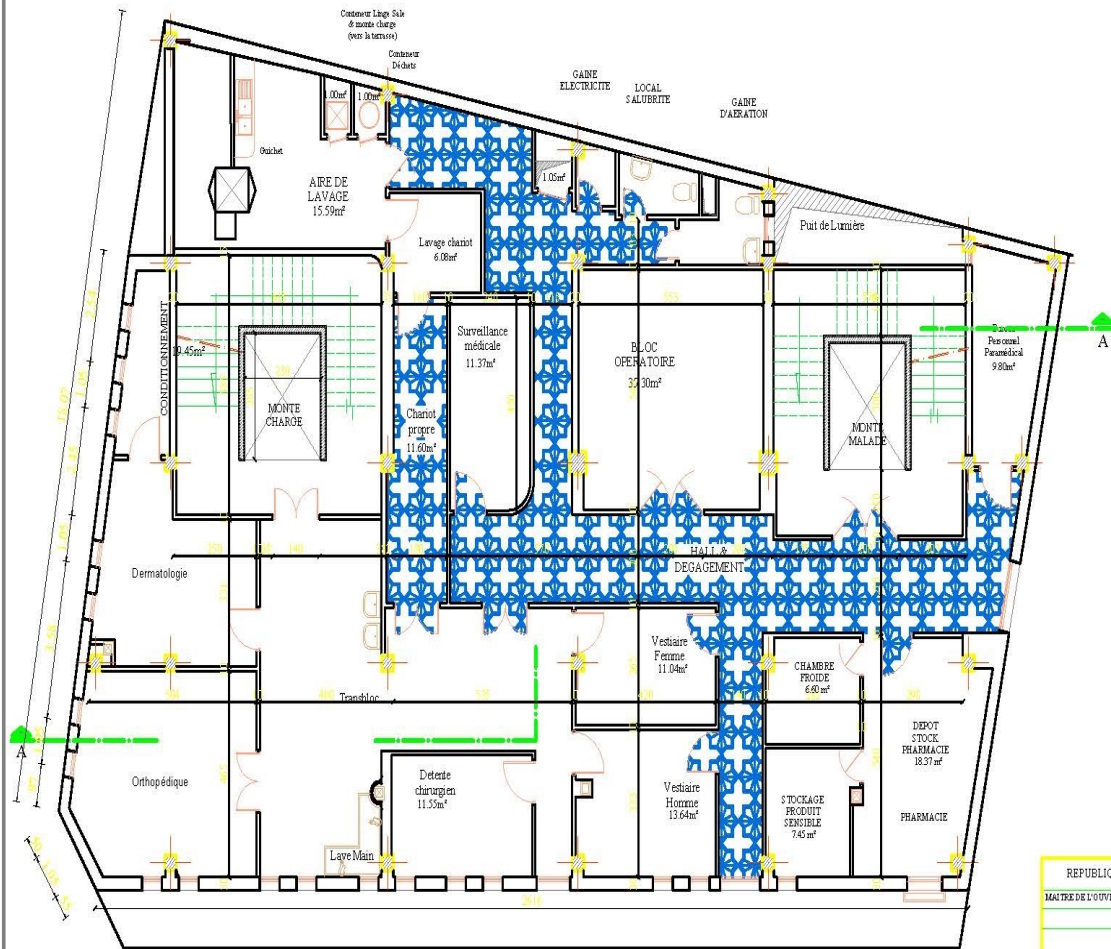
# VUE EN PLAN NIV(+3.71) ( 1er ETAGE)

03



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MAITRE DE L'OUVRAGE:	SARL LAD PHARMA
PROJET DE _____	
ADRESSE: KHEMIS EL KHECHNA - BOUMERDES	
VUE EN PLAN NIV(+3.71) ( 1er ETAGE)	
PLANS:	
ECHELLE:	1/100

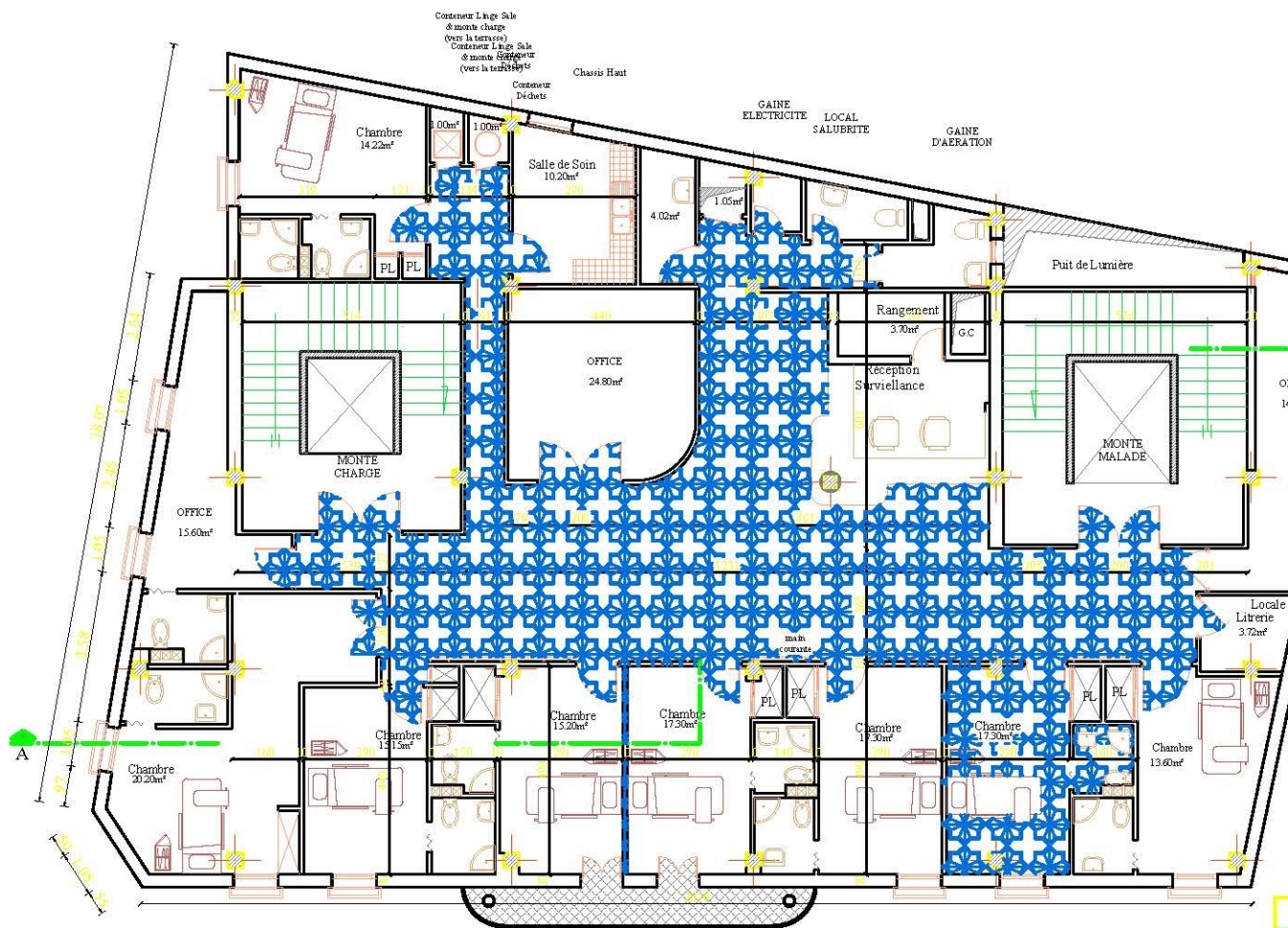
### VUE EN PLAN NIV(+10.77) ( 3ème ETAGE)



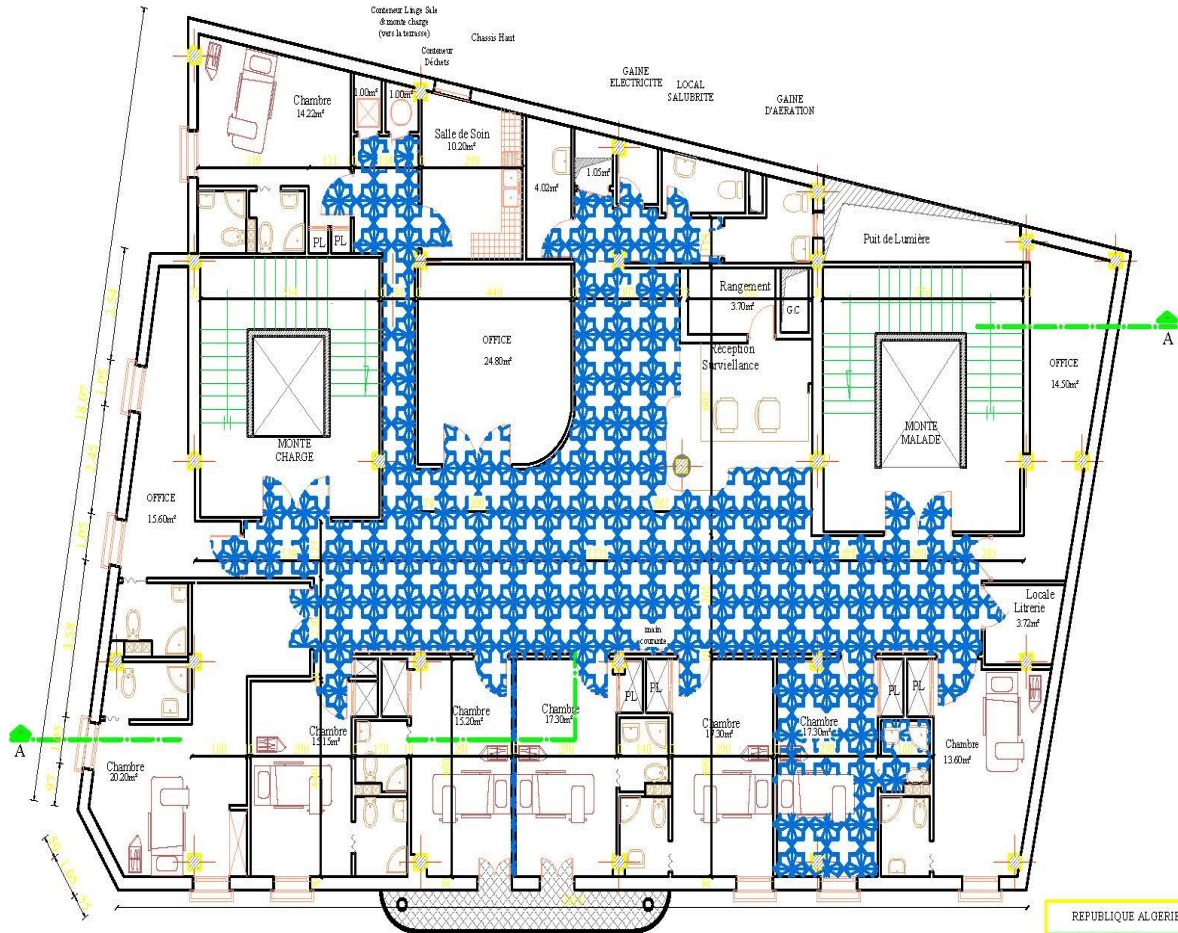
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MAITRE DE L'OUVRAGE:	SARL LAD PHARMA
PROJET DE	
REALISATION D'UNE POLYCLINIQUE	
'IBN NAFIS'	
ADRESSE:	KHEMIS ELKHECHNA- BOUMERDES
PLANS	VUE EN PLAN NIV(+10.77) ( 3ème ETAGE)
ECHELLE:	1/100



# VUE EN PLAN NIV(+14.30) ( 4ème ETAGE)



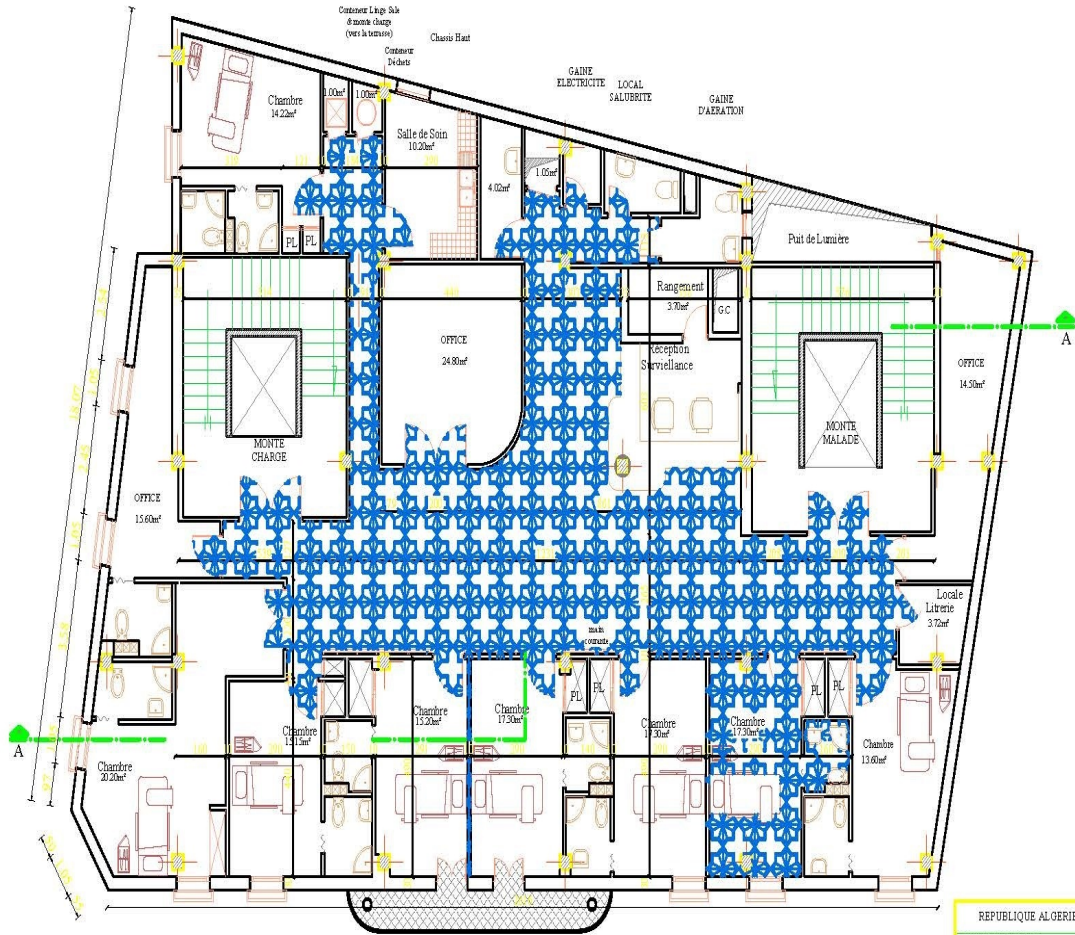
# VUE EN PLAN NIV(+17.83) ( 5ème ETAGE)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MAITRE DE L'OUVRAGE:	SARL LAD PHARMA
PROJET DE REALISATION D'UNE POLYCLINIQUE 'IBN NAFIS'	
ADRESSE:	KHEMIS EL KHECHNA- BOUMERDES,
PLANS:	VUE EN PLAN NIV(+17.83) ( 5ème ETAGE)
ECHELLE: 1/50	

# VUE EN PLAN NIV(+21.36) ( 6ème ETAGE)

07



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MATRE DE L'OUVRAE:	SARL LAD PHARMA
PROJET DE	
ADRESSE: KHEMIS EL KHECHNA - BOUMERDES 3154	
VUE EN PLAN NIV(+21.36) ( 6ème ETAGE)	
PLANS	
ESCHILLE 1/100	



***CHAPITRE I  
PRESENTATION DE  
L'OUVRAGE***

## I-1 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'une clinique anticancéreuse (SS+R+6) à KHEMIS EL KHECHENA –Wilaya de Boumerdes qui nous a été confié par le BET d'ingénierie RCAD. Ce dernier est une zone des hauts plateaux classés selon les règles parasismiques Algériens (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (**zone II<sub>b</sub>**). Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir:

- Le règlement de Béton Armé "CBA93".
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003".

## I-2 Description de l'ouvrage :

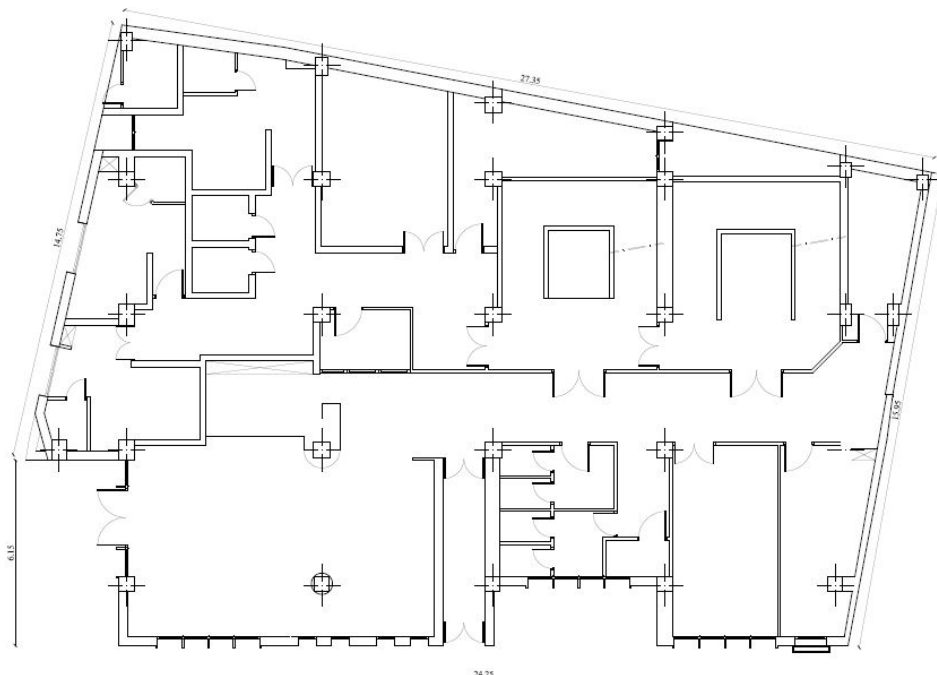
### I-2-1 Dimension en élévation :

- Hauteur du SS.....3.91 m.
- Hauteur du RDC .....3.57 m.
- Hauteur des étages courants ..... 3.4 m.
- Hauteur d'étage terrasse..... 3.06m
- Hauteur Totale du bâtiment ..... 27.54m

### I-2-2 Dimension en plan :

*La forme de notre clinique est irrégulière:*

- La longueur de la clinique :
  - Du côté nord ..... 27.35m.
  - Du côté sud ..... 24.25 m
- La largeur :
  - Du côté est..... 15.95 m.
  - Du côté ouest ..... (14.80+6.14) 20.94 m



**FIGURE I-1 : schéma de la forme du bâtiment**

### **I.3 Description de la structure :**

#### **I-3-1 Les planchers :**

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure. Ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

On distingue 2 types de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### **I.3.2 Balcons :**

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle en corps creux. Dans Notre structure les balcons ont une forme rectangulaire.

#### **I-3-3 Maçonnerie :**

La maçonnerie de cette structure sera exécutée en briques creuses.

##### **a) Les murs extérieurs (double cloison) :**

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm, d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.

##### **b) Murs intérieurs (une seule cloison) :**

Sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

#### **I-3-4 Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures et intérieures.

#### **I.3.5 Plafond :**

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

#### **I-3-6 Acrotère :**

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 12cm d'épaisseur et de 60cm de hauteur.

#### **I-3-7 Escaliers :**

La circulation entre les étages est assurée par un escalier qui est composé de (03) volées et 2 palier de repos, les marches seront revêtis de carrelage.

#### **I-3-8 Infrastructure :**

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide et assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

D'après le rapport du sol du laboratoire  $\sigma_{sol} = 1.9\text{bar}$ .

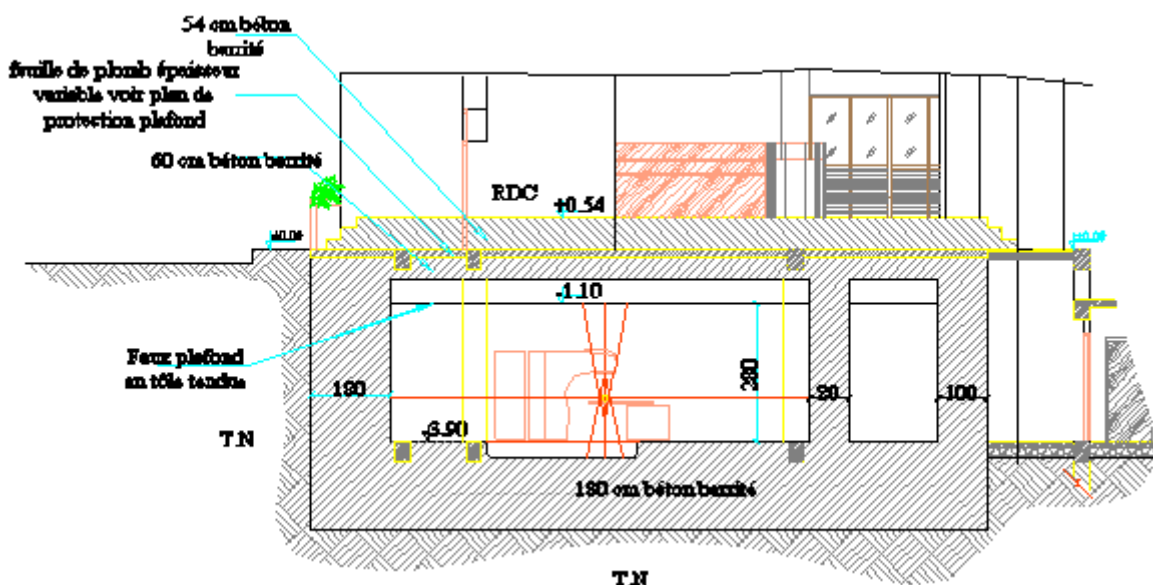
#### **I 3-9 Bunkers:**

En principe, ce sont des salles sécurisée et ventilées destinée à se protéger contre les attaques nucléaires mais dans les bâtiments de santé c'est la partie qui protège l'extérieur des rayonnements

chimique (nucléaire) émis par Les accélérateurs de particules utilisés pour traiter les cancers – radiothérapie, radio chirurgie(**plus de détails dans le chapitre II**).

D’après l’institut de radioprotection et de la sureté nucléaire « *IRSN* »seuls leurs physiciens médicaux sont susceptibles d’avoir les compétences pour réaliser les calculs de dimensionnement des bunkers de radiothérapie. En chiffre il faut que le bunker soit :

- 1.80 d’épaisseur des murs en béton de haute densité
- 2 mètres de béton de haute densité pour la dalle supérieure
- 6 cm de plomb et 20 cm de paraffine pour la porte blindée



*FIGURE I-1 : schéma du bunker*

#### ***I-4 Caractéristique mécanique des matériaux :***

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93), le règlement en vigueur en Algérie.

##### ***I-4-1 Béton :***

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables de ciment, de granulats (gravier, sable) et de l'eau, c'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, quel que soit en les bâtiments ou en travaux publics ou dans les ouvrages d'art.

On utilise de type du béton :

- Béton baryté pour le **BUNKER**
- Béton ordinaire pour le reste de la structure

##### ***a) composition de béton :***

A titre indicatif.

- Béton ordinaire :

- 800 L de graviers de diamètre 15à25.
- 400 L de sable de diamètre 0 à 5.
- 175 L d'eau de gâchage.
- 350 Kg/m<sup>3</sup> ciment

- Béton baryté :

- 2801 Kg/m<sup>3</sup> granulats baryte
- Avec :
- 46% sable de baryte 0-4 mm
  - 54% baryte 4-16 mm
- 370 Kg/m<sup>3</sup> ciment de haut fourneau
  - 190 L/m<sup>3</sup> eau de gâchage

**b) la résistance du béton :**

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

**b-1) Résistance à la compression**

Le béton est caractérisé par sa valeur de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm<sup>2</sup> de section et de 32 cm de hauteur et 16 cm de diamètre. La résistance du béton est de 25MPa à 28 jours pour notre structure.

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.1.] ◀ : la résistance caractéristique du béton non traité

Thermiquement est calculée par ces deux formules :

$$f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j}$$

$$f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95j}$$



### b-2) Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton  $f_{tj}$  est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation suivante :

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.1.2.] ◀ : la résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ avec } f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en Mpa}$$

### **I-4-2 Module d'élasticité:**

#### a) Module d'élasticité longitudinale :

Les règles CBA93 fixent le à la valeur suivante :

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.2.1.] ◀ : Le Module instantané pour les charges d'une durée d'application < 24 h.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164.195 \text{ Mpa}$$

Selon le CBA 93 ► Art [A.2.1.2.1.] ◀ : Le Module différé pour les charges de longue durée

$$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 10818.900 \text{ Mpa}$$

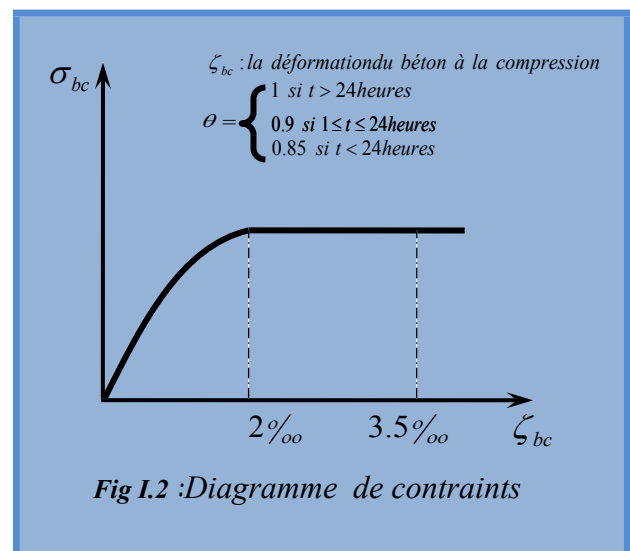
### **I-4-3 La contrainte de calcul béton comprimé :**

#### a) Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

- La courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \left( 1 - \frac{2 - \zeta_{bc}}{2} \right)}$$

- La courbe est sous forme d'une droite constante



$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

b) Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Coefficient de poisson:

$$\nu = \frac{\delta a / a}{\delta L / L} \quad \nu = 0.2 \text{ E.L.S}$$

$$\rightarrow \nu = 0.0 \text{ E.L.U}$$

Avec :

$\frac{\delta a}{a}$ : Allongement relatif de la section transversale.

$\frac{\delta L}{L}$ : Allongement relatif de la section longitudinale.

**I-4-4 Aciers :**

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa Nuance, l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente trois types d'acier, acier a une surface lisse et acier a une surface rugueuse et les treillis soudés chacun ayant sa propre utilité, l'acier résiste à la traction.

a) Caractéristique mécanique des aciers :

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 215	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

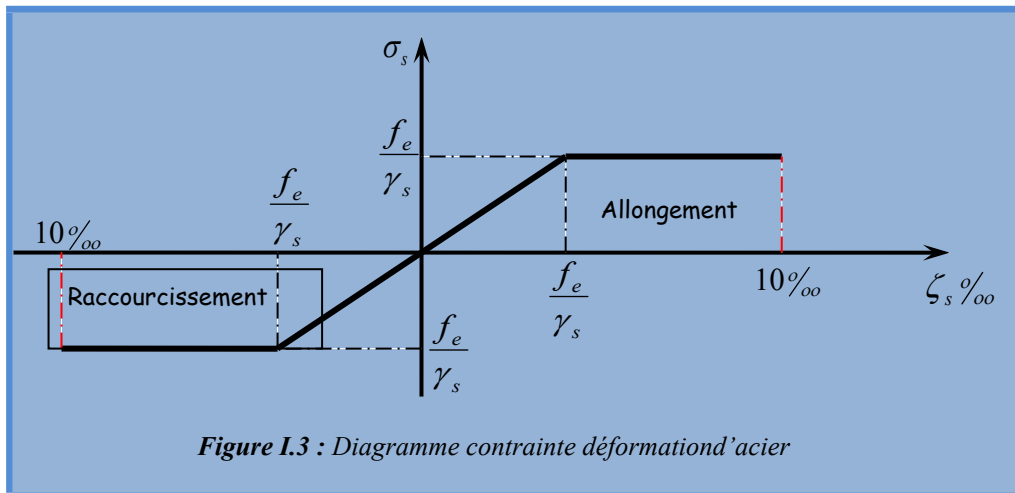
**TABLEAU I-1 :**  
**Caractéristique mécanique des aciers**

b) Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative  $\zeta$ .

**b-1) Etat Limite Ultime (E.L.U) :**

- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier  $\rightarrow f_e = 400\text{Mpa}$
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier  $\rightarrow E_s = 2.10^5\text{Mpa}$
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité  $\rightarrow \gamma_s = 1.15$  (Généralement)
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité  $\rightarrow \gamma_s = 1$  (Situation accidentelle)



**b-2) Etat Limite Service (E.L.S) :**

C'est l'état de vérification des contraintes en trois cas :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification  $\bar{\sigma}_s = f_e$
- Fissuration préjudiciable :  
 À vérifier  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable :  
 À vérifier  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$

Avec :

$\eta = 1.0$  ..... pour les aciers ronds lisses (R.L).

$\eta = 1.6$  .....pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

### ***1.5. Résumé du chapitre***

Ce projet consiste à calculer les éléments structuraux d'une polyclinique à Boumerdes, cette dernière est classée dans la zone sismique II selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) dont on a utilisé :

\*Deux types de plancher :

- Plancher à corps creux,
- Plancher dalle pleine,

\*Deux types de béton:

- Béton baryté pour le bunker,
- Béton ordinaire pour le reste de la structure

\*Trois types d'acier :

- Rond lisse RL pour les Armatures transversales, dont  $F_e$  est de 215 MPA
- Barre à haute adhérence HA pour les armatures longitudinales, dont  $F_e$  est de 400MPA
- Treillis soudés TS pour les dalles, dont  $F_e$  est de 520MPA



***CHAPITRE II***  
***RADIOTHERAPIE***  
***et***  
***BUNKER***

## **II.1. Introduction**

Les accélérateurs de particules utilisés pour traiter les cancers – radiothérapie, radiochirurgie– doivent être abrités dans des salles spécialement adaptées. Ces salles qu'on appelle des “**bunkers**” doivent répondre à une certaine norme exigée par la réglementation en matière de radioprotection. Les établissements de santé doivent réaliser des calculs complexes avant leur construction ou à leur modification (8).

Les matières radioactives sont utilisées dans le monde entier à des fins bénéfiques très diverses, dans l'industrie, en médecine, dans les domaines de la recherche, de la défense et de l'enseignement. Les risques radiologiques associés à de tels usages doivent être limités et il faut se prémunir contre eux en appliquant des normes de sûreté radiologique appropriées. De même, les risques de prolifération associés à l'utilisation des matières nucléaires doivent aussi être maîtrisés et gérés à l'aide de normes, d'accords et de conventions.

Les actes médicaux mettant en jeu la radioactivité sont en constante augmentation (70 millions d'actes médicaux utilisent les rayonnements ionisant).

L'omniprésence des actes ionisants dans le milieu hospitalier entraîne un risque accru pour le personnel concerné. La sécurité du personnel passe par la radioprotection.

## **II.2 Sources radioactives en milieu hospitalier**

Parmi les sources radioactives utilisées dans les soins anti cancers, on peut citer :

**Iode 131** : il est utilisé pour l'exploration fonctionnelle de la thyroïde et le traitement de certains cancers : il peut atteindre 106 Bq pour une scintigraphie thyroïdienne

**Gallium 67** : produit radio pharmaceutique à usage diagnostique, le gallium 67 est utilisé en scintigraphie analogue de l'ion fer, il se fixe sur différents protéines plasmatiques (la transferrine) dont les récepteurs sont présents en grande quantité dans les tumeurs, il est utilisé aussi pour évaluer la réponse thérapeutique et l'évolution pathologique.

**Indium 111** : trouve son application en scintigraphie sous forme d'occinate, il est utilisé pour marquer les globules blancs afin de localiser des foyers infectieux récents, il est employé, pour marquer les plaquettes afin de déterminer leur durée de vie ou détecter une menace de rejet d'organe transplanté ou pour marquer les globules rouges pour détecter les hémorragies, détecteur de synthèse hormonale.

**Thallium 201** : ayant des caractéristiques analogues au potassium, le thallium est employé comme traceur radioactif en médecine nucléaire diagnostique, principalement en scintigraphie myocardique (à l'ordre de 100 Bq).

**Technicium** : il est utilisé dans des activités de diagnostic comme un marqueur moléculaire de solution salines injectées au patient.

Il est également sous forme gazeuse pour les scintigraphies pulmonaires, les activités administrées sont entre 80 MBq et 800 MBq pour une scintigraphie osseuse (9).

## **II.3. La radiothérapie**

La radiothérapie est une méthode ciblée du traitement des cancers, qui utilise les rayonnements ionisants pour détruire les cellules cancéreuses en bloquant leur capacité à se multiplier. L'irradiation a pour but de détruire toutes cellules tumorales tout en épargnant les tissus sains périphérique.

Environ la moitié des cas de cancer nouvellement diagnostiqués sont traités par cette technique et environ 50 % des guérisons le doivent en partie ou en totalité à la radiothérapie.

On distingue classiquement la radiothérapie externe (ou transcutanée) où la source de rayonnement ionisant est à distance du patient et la curiethérapie où la source est positionnée au contact direct du patient, dans ou au plus près de la zone à traiter.

### II.3.1 Radiothérapie externe

L'irradiation est effectuée au moyen d'accélérateurs de particules produisant des faisceaux de photons ou d'électrons d'énergie comprise entre 4 et 25MeV (\*) et délivrant des débits de doses supérieurs au gray (Gy) par minute. Ici on traverse des tissus sains avant d'atteindre l'organe cible (7).



*Figure II.1: Appareil de radiothérapie*

(\*)  $1 \text{ Mev} = 10^6 \text{ Ev} = 10^6 \times 1,6 \cdot 10^{-19} \text{ J}$

### **II.3.2. Curiethérapie:**

C'est une technique où l'on place directement la source radioactive dans l'organe ou la tumeur à traiter. Le rayonnement traverse dans un premier temps les cellules cibles à traiter avant d'atteindre de manière atténué les tissus sains. Elle permet de traiter des tumeurs cancéreuses de la sphère ORL, de la peau, du sein ou des organes génitaux.

L'administration d'une activité de 100 mCi de radio-iode nécessite une hospitalisation de 48 à 72 heures dans une chambre isolée, répondant aux exigences de radioprotection. En effet, après administration de 100 mCi d'I-131 les patients constituent une source importante de radiations pour les autres personnes.

Je rappelle En radio-oncologie les rayonnements émis par les appareils de thérapie sont plus intenses et les murs de ces salles sont souvent composés de plus d'un ou de deux mètres de béton pour réduire l'exposition à un niveau très sécuritaire dans les locaux adjacents.



#### ***II.4. Le bunker:***

Tout appareil de radiothérapie, pour une utilisation sans risque d'exposition du personnel et du public, doit être installé dans un bunker répondant à un cahier des charges exigeant.

La construction d'un bunker à l'intérieur duquel doit être installée l'appareillage de radiothérapie, répond à des exigences réglementaires contraignantes. Le commissariat à l'énergie atomique (COMENA) d'Algèr résume les exigences réglementaires pour bien dimensionner un bunker de radiothérapie.

Il précise les dimensions à respecter quant aux caractéristiques de construction à satisfaire, notamment une porte blindée comportant au moins 6cm de plomb et 20cm de paraffine et des murs de plus de 180cm d'épaisseur en béton haute densité.

L'utilisation de ces bétons, généralement prescrite pour des ouvrages servant de protection aux différents rayonnements (6).



***Figure II-2 Bunker équipé -Salle de radiothérapie***



*Figure II-3 les portes de radioprotection*

## **II.5. Le béton lourd-béton baryté**

Le béton lourd est principalement utilisé pour réaliser des contrepoids, que ce soit pour des lests ou pour des systèmes basculants. Avec l'émergence du secteur nucléaire, ce béton est aussi sollicité pour protéger des radiations dangereuses qui sont libérées dans les centrales ou dans les systèmes d'accélération de particules. Il offre notamment une barrière efficace contre les rayons X, les rayons Gamma et autres émanations radioactives

Le béton baryté présente une densité particulièrement élevée et bien supérieure au BPE classique, cette densité est de 3000 kg/m<sup>3</sup> (pouvant même aller jusqu'à 6 000 kg/m<sup>3</sup>) contre 2 000 à 2 300 kg/m<sup>3</sup> pour le béton traditionnel (pour comparaison la densité du béton léger est comprise entre 300 et 2 000 kg/m<sup>3</sup>), ce qui nécessite des coffrages « bien » dimensionnés. Ceci aura une incidence sur les installations générales de chantier (passerelles, soutènement, ancrages).

Ce dernier, demande une mise en œuvre particulièrement soignée (temps de mise en œuvre, béton généralement « fluidifié », matériel de vibration adapté). Ces points sont traités directement dans le CCTP (10).

### **II.5. 1. Labaryte– barytine :**

#### **II.5. 1.1. Définition :**

La baryte (ou barytine) est une espèce minérale qui existe à l'état naturel et qui, grâce à ses caractéristiques, est idéale comme agrégat de béton pour la fabrication des bétons lourds et de protection contre le rayonnement.

Les granulations standard sont librement disponibles depuis nos entrepôts: 0/4 mm, 4/16 mm et 0/16 mm (pré mélangé, prêt à l'emploi)

Masse volumique apparente à atteindre pour le béton durci: à 3,4 t/m<sup>3</sup> (uniquement avec l'utilisation de baryte) et à 5,2 t/m<sup>3</sup> (avec une utilisation de granulé de fer)

Elle est composée de sulfate de baryum de formule **BaSO<sub>4</sub>** avec des traces de Sr, Ca et Pb. Ce minéral, d'origine hydrothermale, présente de nombreuses variétés, elle est incolore, parfois blanc, jaune (10).



Figure II-4 Le Barytine

### II.5.1.2. La masse moléculaire :

La masse moléculaire est le rapport entre la masse d'une molécule et l'unité de masse des atomes : « uma » (équivalente à un douzième, soit 1/12, de la masse d'un atome de carbone 12), elle est donc sans unité. Est égale à  $233,39 \pm 0,013$  uma, la formule Ba 58,84 %, O 27,42 %, S 13,74 %

### II.5.1.3 Caractéristiques physico-chimiques :

- L'indice de réfraction  $\alpha=1,634-1,637$   $\beta=1,636-1,638$   $\gamma=1,646-1,648$
- La densité 4,48
- Température de fusion décomposition<sup>3</sup> : 1 600 °C

### II.5.2. Les conditions de fabrication du béton lourd :

Parce que la masse volumique est supérieure, le béton lourd se fabrique dans des conditions spécifiques. Il faut alors prévoir des coffrages particulièrement rigides, étant donné les hautes pressions exercées. Au cours de la fabrication, une attention particulière doit être portée à la ségrégation du béton. En effet, la compacité du béton lourd doit être totale et il faut éviter à tout prix les fissures (que celles-ci soient causées par un phénomène de dilatation thermique ou par un retrait). Pour y remédier, il faut entre autres prévoir un apport en eau faible. Il est même envisageable de faire appel à un réducteur d'eau.

Il est important de faire appel à un maçon professionnel. Cet expert du bâtiment a le savoir-faire et la connaissance des techniques pour un travail de qualité et un résultat pérenne. Contrairement au béton léger, il est plus difficile de donner un prix. Le béton lourd demande un mélange de plusieurs éléments et il est livré souvent par camion toupie.

Ci-dessous quelques compositions pour avoir des bétons lourds de masse volumique comprise entre 3 500 et 4 200 kg/m<sup>3</sup> (6) :

Matière	Masse des matières pour la masse volumique du béton [kg/m <sup>3</sup> ]			
	3500	3500	>3800	4200
Ciment [kg/m <sup>3</sup> ]	300	300	300	300
Eau [L/m <sup>3</sup> ]	170	170	170	170
Gravier/sable [kg/m <sup>3</sup> ]	420	-	-	-

Matière	Masse des matières pour la masse volumique du béton [kg/m <sup>3</sup> ]			
	3500	3500	>3800	4200
Baryte [kg/m <sup>3</sup> ]	-	1610	-	-
Hématite [kg/m <sup>3</sup> ]	2680	1490	3470	2860
Granulats ferreux [kg/m <sup>3</sup> ]	-	-	-	9

*Tableau II-1 La compositions de quelques bétons lourds*

### II.5.3 Mise en œuvre du béton lourd

Pour les bétons lourds, on applique généralement les mêmes principes de base appliqués lors de la réalisation du béton ordinaire. La différence est surtout au niveau des différences de densité.

#### -Malaxage

Les bétons lourds sont fabriqués dans des mélangeurs horizontaux ou à bacs usuels. La durée du malaxage est un facteur critique et doit être déterminée au moyen d'essais préliminaires. Si la durée du malaxage est trop courte, le béton frais n'est pas homogène et si elle est trop longue, l'abrasion des granulats peut s'amplifier.

#### -Transport et mise en place

Pendant le transport, les bétons lourds doivent être en mouvement afin de ne pas entrer en ségrégation. Le risque de ségrégation est particulièrement grand avec les bétons lourds à granulats de différentes masses volumiques granulaires. Lors de la mise en place, ne pas répartir le béton avec le vibreur. Cela peut se faire avec les procédés usuels.

#### -Compactage

Le béton lourd de bonne composition se prête bien au compactage. Le rayon d'action des vibreurs est toutefois plus petit que dans le cas du **béton ordinaire**. En effet, seuls des essais préalables permettent de trouver les appareils de fréquence et les diamètres appropriés des aiguilles. Pendant le vibrage, les granulats lourds descendent plus rapidement que les granulats ordinaires mais la ségrégation peut être évitée dans une large mesure si, dans le béton frais, le mortier est visqueux et pauvre en eau. Le vibrage doit être en outre aussi court que possible et effectuée avec des espacements et des profondeurs de pénétration aussi faibles que possible. Les joints de reprise doivent être évités dans toute la mesure du possible. Lorsque des interruptions sont inévitables, il faudrait reprendre le bétonnage après 4 à 8 heures au plus tard. Le coffrage doit être prévu en tenant compte de la masse volumique plus grande du béton frais. Avec du mortier lourd, les trous laissés dans le béton par les ligatures ne se comblent que difficilement. C'est pourquoi, il faut préférer des ligatures ou des écarteurs qui restent dans le béton.

#### -Traitement de cure

Le traitement de cure du béton ne doit jamais être négligé et il faut particulièrement le soigner pour le béton de radioprotection qui ne doit pas présenter de fissures. Les procédés possibles sont :

- le maintien humide,
- les délais plus longs pour le décoffrage,
- le recouvrement avec des feuilles plastiques ou autres.

#### **II.5.4 Avantages du béton lourd**

- C'est une construction solide et stable qui résiste très bien au temps.
- Il offre également une barrière efficace contre les rayons X, les rayons Gamma et les autres émanations radioactives.

#### **II.6. Conclusion**

- Cœur du service de Radiothérapie, le bunker accueille un accélérateur de particules. Afin de contenir le rayonnement des séances de traitement, les bétons armés sont dimensionnés selon leur environnement : pour les murs et le sol, un béton de haute densité de 1.00 m à 1.90 m d'épaisseur et, pour le toit, 1.60 m de béton armé normal. Une chicane d'entrée est installée pour arrêter les rayons.



***CHAPITRE III***  
***PRE DIMENSIONNEMENT***

### III-1 Pré dimensionnement :

Ce chapitre est une partie de pré-dimensionnement des différents éléments de la structure (planchers, poutres et poteaux). En basant sur les exigences posées par :

- CBA93
- RPA99/V2003
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".

#### III-1-1 Evaluation des charges et surcharges :

D'après le D.T.R "C" (charges permanentes et charges d'exploitation).

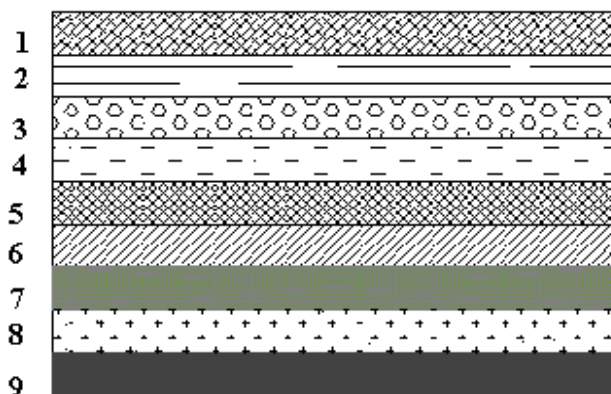
##### III-1-1-1 Plancher terrasse:

###### a) Charges permanentes :

- Plancher en corps creux :

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	18	0.9
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.04
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente G</b>				<b>6.53</b>

Tableau III-1 : charges permanentes de plancher corps creux terrasse



*Figure III-1 Composants d'un plancher terrasse*

- *Plancher en dalle pleine :*

N°	composants	Epaisseur (m)	M <sub>v</sub> (Kg/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,05	8	0,4
3	Lit de sable	0,02	27	0,54
4	Plancher en Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloison légère	0,1	-	1.62
<b>Charge permanente G</b>				<b>6.95 KN/m<sup>2</sup></b>

*Tableau III-2 : charges permanentes de plancher dalle pleine terrasse*

*b) Charge d'exploitation :*

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

### *III-1-1-2 Plancher courant*

*a) Charges permanentes :*

- *Plancher en corps creux :*

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.30	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	0.9
7	Crépissage sur les deux cotes	0.04	18	0.72
<b>Charge permanente G</b>				<b>6.00 KN/m<sup>2</sup></b>

*Tableau III-3 : charges permanentes de plancher courant corps creux*



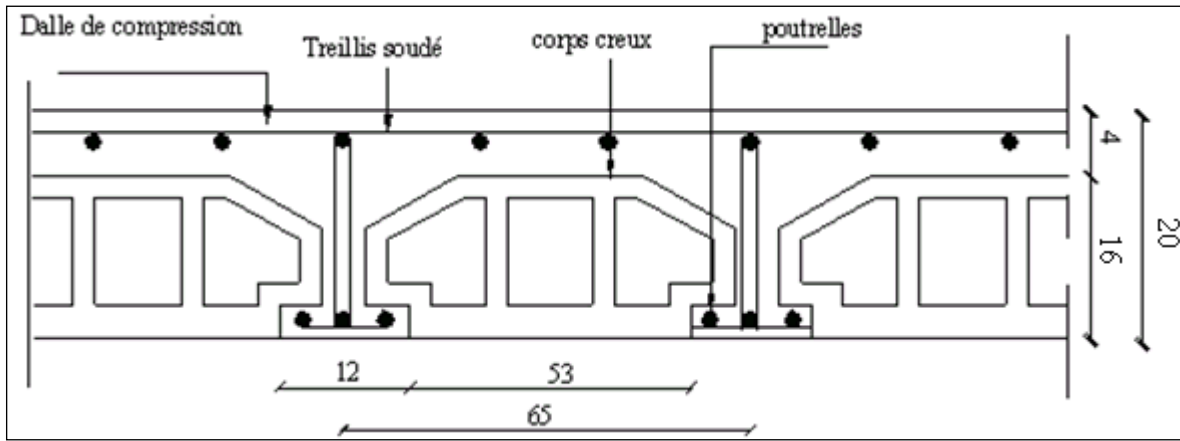


Figure III-2 Plancher à corps creux

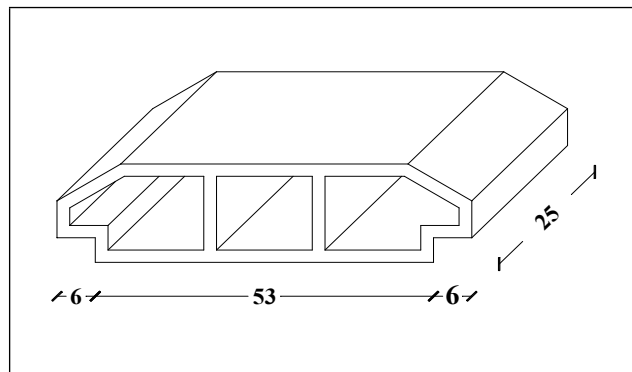


Figure III-3 Dimensions du corps creux.

- Plancher en dalle pleine :

Nombre	Désignation	Ep (m)	$M_v$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,05	8	0,4
3	Lit de sable	0,02	27	0,54
4	Plancher en Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloison légère	0,1	-	1,62
<b>Charge permanente G</b>				<b>6.95 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III-4 : charges permanentes de plancher courant dalle pleine

**b) Charge d'exploitation :**

Q= 1 KN/m<sup>2</sup> pour jardins privés et le groupe d'électrogènes

Q= 1.5 KN/m<sup>2</sup> pour l'espace de détente

Q =2.5 KN/m<sup>2</sup> pour les chambres et les sanitaires

Q= 2.5 KN/m<sup>2</sup> pour la circulation interne, soins et les salles de surveillance

Q = 2.5 KN/m<sup>2</sup> Salles d'opérations, salles de plâtres, salles de travail

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$  pour les buanderies et dépôt de linge

$Q = 4.0 \text{ KN/m}^2$  pour la salle d'attente

**III-1-1-3 Maçonneries :**

**a) -Murs extérieurs (doublescloisons) :**

N <sup>0</sup>	Composant t	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit en plâtre	0.01	10	2x0.10
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	2 x 0.90
04	Lame d'aire	0.10	/	/
<b>Charge permanente G</b>				<b>2.72</b>

Tableau III-5 : charges permanentes du mur extérieur

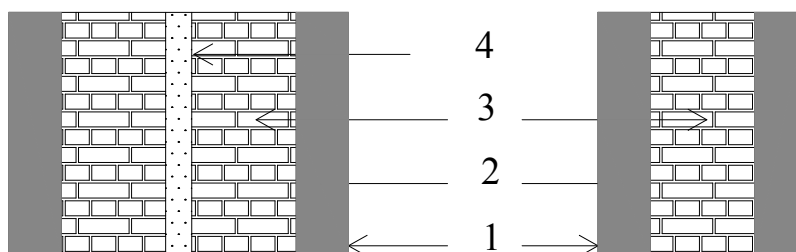


Figure III-4 Mur doubles cloisons.

**b) -Murs intérieurs (simple cloison) :**

N <sup>0</sup>	Composant t	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfaccique (kN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit en ciment	0.02	18	0.72
02	Brique creuse	0.10	/	0.9
<b>Charge permanente G</b>				<b>1.62</b>

Tableau III-6 : charges permanentes du mur intérieur

### III-2 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une plate forme mince qui sépare entre 2 étages d'un bâtiment, il joue un rôle important en supportant les charges verticales et il les transmet aux éléments porteurs et on distingue 2 types :

- **Plancher à corps creux**
- **Plancher à dalle pleine**

#### a) *Plancher à corps creux :*

Pour son

pré-dimensionnement on applique la formule suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$$

Avec L : La portée maximale de la poutre (mesurée à nu des appuis).

$h_t$  : Epaisseur du plancher.

On observant notre plan, on constate que  $L_{max} = 4.60\text{m}$

$$L_{max} = 460 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow (460/25) \leq h_t \leq (460/20)$$

$$\Rightarrow 18.4 \leq h_t \leq 23$$

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

Puisque ce plancher est à corps creux donc on le choisi du type (16+4) cm.

#### b) *Dalles pleines :*

Ce type de plancher est utilisé pour la terrasse inclinée, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur quatre appuis.

- Critère de résistance :

$$\Rightarrow L/45 \leq h \leq L/40$$

L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis,

Pour le cas de notre structure, on a :  $L = 4.60 \text{ m}$ .

$$460 / 45 \leq h \leq 460 / 40 \Rightarrow 10.22 \text{ cm} \leq h \leq 11.5 \text{ cm}$$

On prend  $h = 15 \text{ cm}$

### III-3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux sous forme rectangulaire ou en T, elles sont capables de résister aux différentes sollicitations (verticales ou horizontales).

Pour la prédétermination de la section des poutres on utilise les lois suivantes :

a) Pour la hauteur :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

b) Pour la largeur :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

On doit aussi respecter la condition imposé par le RPA99-VERSION 2003 (Art 7.5.1).

- $b \geq 20\text{cm}$ .
- $h \geq 30\text{cm}$ .
- $h/b < 4$ .

**III-3-1 Pré dimensionnement des poutres principales : ( $L_{\max}=6.55\text{m}$ ) :**

On a  $L=655\text{cm}$ .

- Pour les niveaux : s-sol , RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage

$$\Rightarrow (655/15) \leq h \leq (655/10) \Rightarrow 43.666 \leq h \leq 65.5$$

$$\Rightarrow h_t = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 15 \leq b \leq 50$$

$$\Rightarrow b = 35 \text{ cm}$$

○ **Vérification :**

$$b = 35 \text{ cm} \geq 20\text{cm}. \quad (\text{c.v})$$

$$h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm}. \quad (\text{c.v})$$

$$h/b = 1.42 < 4 (\text{c.v})$$

○ **Condition de La flèche:**

$$h/L > 1/16 \Rightarrow 50/655 = 0.0763 > 0.0625 \quad (\text{c.v})$$

- Pour les niveaux : 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup>

$$\Rightarrow (655/15) \leq h \leq (655/10) \Rightarrow 43.666 \leq h \leq 65.5$$

$$\Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 15 \leq b \leq 35$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

○ **Vérification :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm}. \quad (\text{c.v})$$

$$h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$h/b = 1.66 < 4 (\text{c.v})$$

○ **Condition de flèche:**

$$h/L > 1/16 \Rightarrow 45/655 = 0.0687 > 0.0625 \quad (\text{c.v})$$

### III-3-2 Pré dimensionnement des poutres secondaires (L=4.60m) :

On a  $L_{max} = 460 \text{ cm}$ .

• Pour les niveaux : s-sol , RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage

$$\Rightarrow (460/15) \leq h \leq (460/10) \Rightarrow 30.66 \leq h \leq 46$$

$$\Rightarrow h_t = 40 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

○ **Vérification :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$h/b = 1.33 < 4 \quad (\text{c.v})$$

○ **Condition de flèche:**

$$h/L > 1/16 \Rightarrow 40/455 = 0.0879 > 0.0625 \quad (\text{c.v})$$

• Pour les niveaux : 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup>

$$\Rightarrow (460/15) \leq h \leq (460/10) \Rightarrow 30.66 \leq h \leq 46$$

$$\Rightarrow h_t = 35 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

$$\Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

○ **Vérification :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

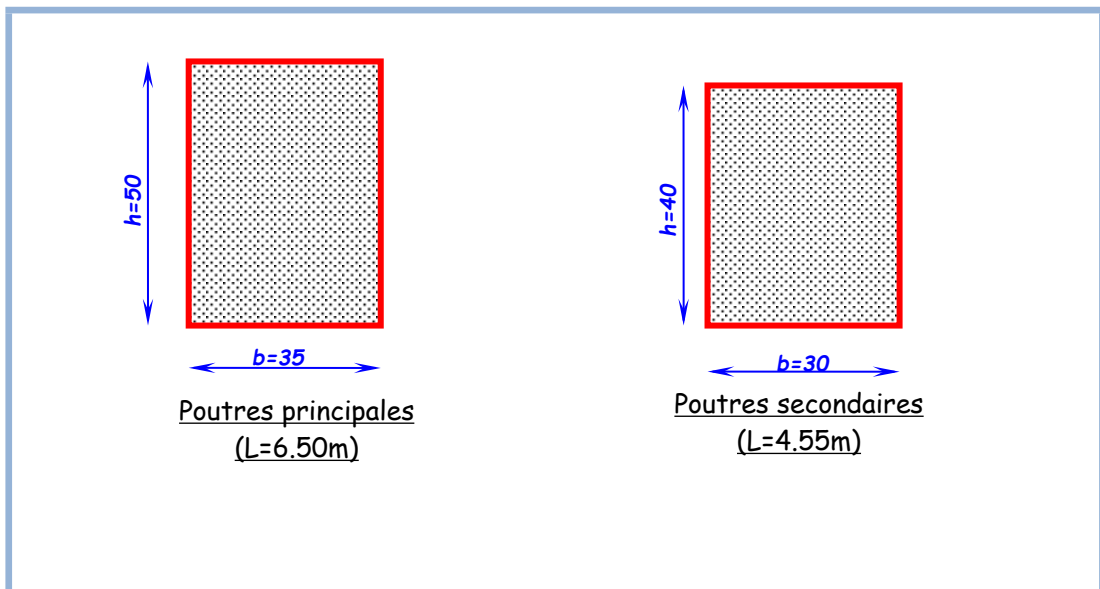
$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \quad (\text{c.v})$$

$$h/b = 1.16 < 4 \quad (\text{c.v})$$

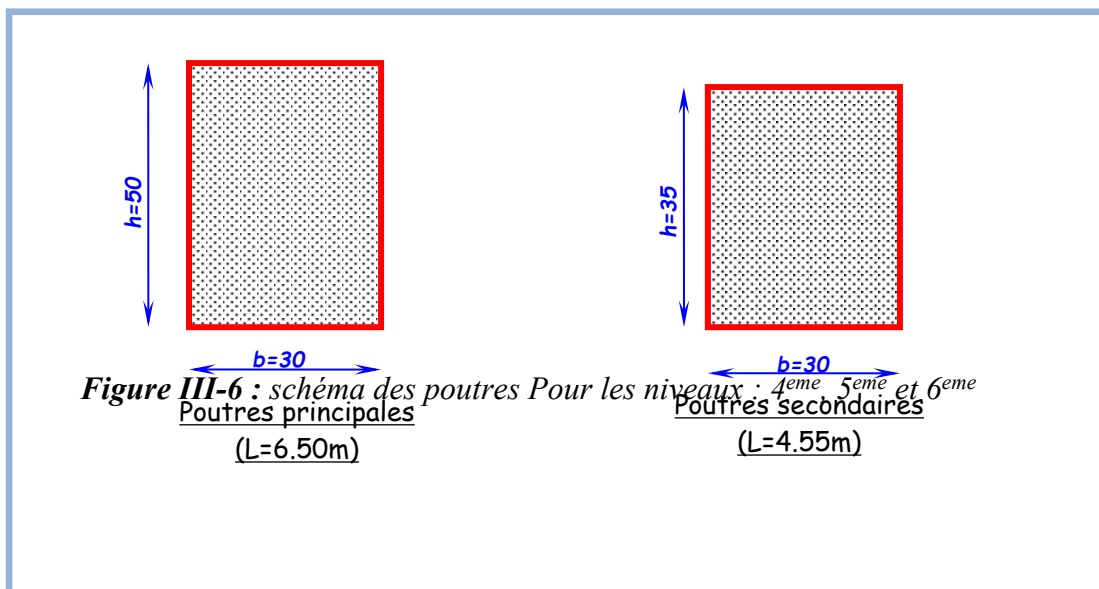
○ **Condition de flèche:**

$$h/L > 1/16 \Rightarrow 35/455 = 0.0769 > 0.0625 \quad (\text{c.v})$$

**Conclusion :**



**Figure III-5 :** schéma des poutres Pour les niveaux : s-sol , RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage



**Figure III-6 :** schéma des poutres Pour les niveaux : 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup>

### III-4 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont sous-forme carrée, rectangulaire ou circulaire. On utilise généralement le poteau de forme carrée car il est le plus abordable question économique et il peut résister aux différentes sollicitations.

Leurs pré-dimensions sont basées sur le calcul de descente de charge en suivant des étapes bien précises :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Action revenant à ce poteau. (l'effort normal)
  - Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

la surface complète du plancher :

$$S_c = (3.25 + 0.3 + 2.85) * (2.30 + 0.3 + 2.25) = 31.04 \text{ m}^2.$$

La surface du plancher :

$$S_p = (3.25 + 2.85) * (2.3 + 2.25) = 27.755 \text{ m}^2.$$

#### Proposition des dimensions des poteaux

Etage	Terrasse	5eme	4eme	3eme	2eme	1 <sup>er</sup>	RDC	s-sol
Dimension du poteau	35*35	40*40	40*40	45*45	45*45	50*50	50*50	55*55

Tableau II-7 : résumé de justification du poteau

#### III-4-1 Calcul des charges permanentes :

NIV	G <sub>Plancher</sub>	G <sub>P.Principale</sub>	G <sub>P.secondeire</sub>	G <sub>Poteau</sub>	G <sub>tot</sub>
E. terrasse	181.24	22.875	11.94	8.03	224.08
5eme	166.53	22.875KN	11.94	14.28	439.71
4eme	166.53	22.875	11.94	14.28	655.34
3eme	166.53	26.69	13.65	18.07	880.28
2eme	166.53	26.69	13.65	18.07	1105.22
1 <sup>er</sup>	166.53	26.69	13.65	22.31	1334.40
RDC	166.53	26.69	13.65	23.38	1564.65
S-sol	166.53	26.69	13.65	29.57	1801.09

Tableau III-8 : calcul des charges permanente

#### III-4-2 Calcul des charges d'exploitations :

Selon le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation", on utilise la loi de Dégression sur la charge d'exploitation et nous impose les lois suivantes :

$$\sum Q_n = Q_0 + ((3+n)/2n) \sum_{i=1}^n Q_i, \text{ le coefficient } (3+n)/2n \text{ étant valable pour } n > 5$$

Loi de dégression des charges Q :

- Plancher terrasse : Q0
- 5eme étage Q 0+Q 1
- 4eme étage Q 0 + 0.95 (Q 1 + Q 2)
- 3eme étage Q 0 + 0.90 (Q 1 + Q 2+ Q 3)
- 2eme étage Q 0 + 0.85 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4)
- 1er étage Q 0 + 0.8 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4 + Q 5)
- RDC Q 0 +0.75 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5 +Q 6)
- S/Sol Q 0 +0.70 (Q 1 + Q 2 +Q 3+Q 4+Q 5+Q 6 + Q7)

**Application numérique :**

Etage terrasse :  $Q_0 = 31.04 \times 1 = 31.04 \text{ KN}$   
 5ème étage :  $Q_1 = 31.04 + 88.25 = 119.29 \text{ KN}$   
 4eme étage :  $Q_2 = 31.04 + 0.95 (88.25 + 77.6) = 188.6 \text{ KN}$   
 3eme étage :  $Q_3 = 31.04 + 0.90 (88.25 + 77.6 \times 2) = 250.15 \text{ KN}$   
 2eme étage :  $Q_4 = 31.04 + 0.85 (88.25 + 77.6 \times 3) = 303.93 \text{ KN}$   
 1er étage :  $Q_5 = 31.04 + 0.80 (88.25 + 77.6 \times 4) = 349.96 \text{ KN}$   
 RDC :  $Q_6 = 31.04 + 0.75 (88.25 + 77.6 \times 5) = 388.23 \text{ KN}$   
 S/Sol :  $Q_7 = 31.04 + 0.75 (88.25 + 77.6 \times 5 + 91.98) = 428.80 \text{ KN}$

**III-4-3 efforts normal ultime d'un poteau :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \text{ avec } \bar{N}_U = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u$$

Niveau	$G_{cumul}$ en KN	$Q_{cumul}$ en KN	$N_u =$ $1.35G + 1.5Q$	$\bar{N}_U = 1.1 N_u$
Terrasse	224.08	31.04	349.07	383.98
5eme	439.71	119.29	772.54	849.79
4eme	655.34	188.6	1167.61	1281.07
3eme	880.28	250.15	1563.03	1719.33
2eme	1105.22	303.93	1947.94	2142.73
1 <sup>er</sup>	1334.40	349.96	2326.38	2559.02
RDC	1564.65	388.23	2694.62	2964.08
S-Sol	1801.09	428.80	3074.72	3382.19

Tableau III-9 : efforts normal ultime d'un poteau

**III-4-4 vérification de la section du poteau :**

**a) Justification du poteau :**

Selon le CBA 93 ► Art [B.8.4.1.] ◀ : Détermination forfaitaire de l'effort normal résistant



des poteaux soumis a une compression centrée.

$$Nu \leq \alpha [ (Br \cdot fc28 / 0.9 \gamma_b) + (A \cdot fe / \gamma_s) ]$$

Avec :

$Br$  : section réduite du poteau :  $[Br = (b-2) \times (h-2)]$ .

$A$  : section d'acier comprimé :  $[A = B/1000]$ .

$B$  : section du poteau.

$\alpha$  : coefficient en fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs suivantes :

- $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda/35)^2)$  pour  $\lambda < 50$

- $\alpha = 0.60 (50/\lambda)^2$  pour  $50 \leq \lambda \leq 70$

$\lambda$  : l'élanement mécanique :  $[\lambda = L_f/i]$ .

$L_f$  : Longueur de flambement :  $0.7 \times L_0$  (le poteau le plus sollicité est intérieur de la

Structure).

$i$  : rayon de giration ;  $i = b/\sqrt{12}$

**Tableau III-10 : résumé de justification du poteau**

NIV	Section (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (cm)	λ	α	Br (cm <sup>2</sup> )	Nu <sub>adm</sub> (KN)	Nu (KN)	Nu < Nu <sub>adm</sub>
Terrasse	(35*35)	1.225	214.2	21.21	0.794	1089	1635.05	383.98	oui
5eme	(40*40)	1.6	249.9	21.64	0.789	1444	2158.63	849.79	oui
4eme	(40*40)	1.6	249.9	21.64	0.789	1444	2158.63	1281.07	oui
3eme	(45*45)	2.025	249.9	19.23	0.801	1849	3494.5	1719.33	oui
2eme	(45*45)	2.025	249.9	19.23	0.801	1849	3494.5	2142.73	oui
1er	(50*50)	2.5	249.9	17.31	0.810	2304	4353.62	2559.02	oui
RDC	(50*50)	2.5	261.8	18.55	0.804	2304	3500.3	2964.08	oui
S-Sol	(55*55)	3.03	273.7	17.24	0.811	3025	4628.57	3382.19	oui

**b) Vérification vis-à-vis RPA (Version 2003) : ► Art [7.4.1] ◀**

Pour la zone II<sub>b</sub> on a :

⇒ Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 55 cm ≥ h<sub>e</sub> /20 = 19.55 cm (S-Sol) (c.v)

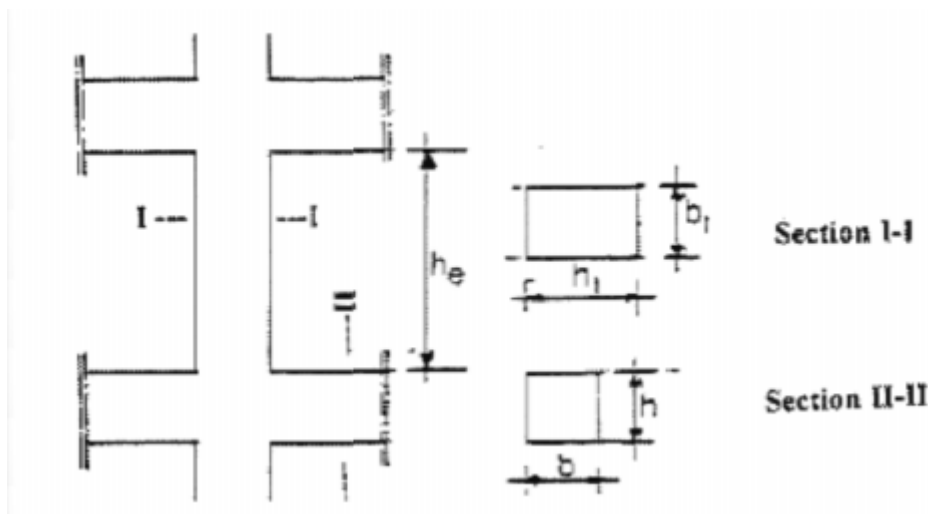
⇒ Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 50 cm ≥ h<sub>e</sub> /20 = 18.70 cm (1<sup>er</sup> et RDC) (c.v)

⇒ Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 45 cm ≥ h<sub>e</sub> /20 = 17.84 cm (3<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup>) (c.v)

⇒ Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 40 cm ≥ h<sub>e</sub> /20 = 17.84 cm (4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup>) (c.v)

⇒ Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 35 cm ≥ h<sub>e</sub>/20 = 17.84 cm (E.Terrasse) (c.v)

⇒ 1/4 ≤ b<sub>1</sub>/ h<sub>1</sub> ≤ 4(c.v)



**Figure III-7** schéma du poteau.

**Conclusion:**

D’après les conditions du RPA 99 (Version 2003) sont remplies donc On adopte des poteaux de section :

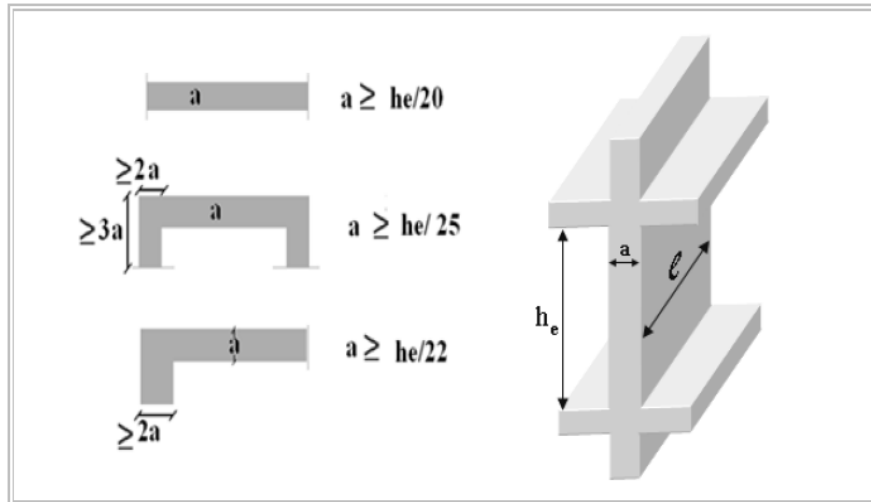
Etage	S-Sol	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup>
Dimensionnement	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35

**Tableau III-11:** Pré-dimensionnement des poteaux

**III.5. Pré-dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant { la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale 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.



**Figure III-8:** représente la coupe des voiles

Donc:

- $h_e = 3.91 - 0.45 = 3.46\text{m}$ .
- $a \geq \text{MAX}(15\text{ cm} ; h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20)$
- $a \geq \text{MAX}(15\text{ cm} ; 13.84\text{ cm} ; 15.73\text{ cm} ; 17.3\text{ cm})$
- $a \geq 17.3\text{ cm}$

On adopte :

$a = 20\text{ cm}$

Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un mur soutènement au sol et en même temps de contreventement, ils sont encastres sur les quatre côtés et ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite

### III.6. Conclusion du chapitre :

Les sections optées pour tous les éléments sont les suivants :

-Pré-dimensionnement des poutres :

\*Poutres principales : 35\*50

\*Poutres secondaires : 30\*40

-Pré-dimensionnement des poteaux

Etage	S-Sol	RDC et 1 <sup>er</sup>	2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup>	4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup>	6 <sup>eme</sup>
Dimensionnement	55 x 55	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35

-Pré-dimensionnement des voiles

$h_e = 3.46\text{m}$

$a = 20\text{ cm}$

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and a horizontal strip at the top, both ending in rounded, curled ends. The text is centered within this frame.

***CHAPITRE IV***  
***CALCUL DES ELEMENTS***  
***SECONDAIRES***

## IV.1. L'acrotère:

### IV.1.1. Principe de calcul:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1KN/m due à la main courante. Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1ml de largeur, 10 cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

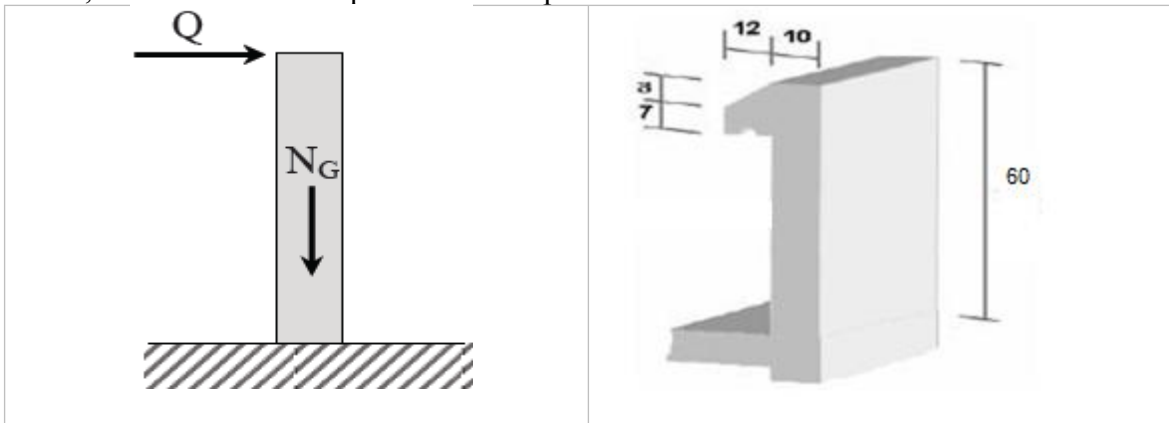


Figure IV.1: L'acrotère

### IV.1.2. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

- Charge permanente

$$G = [(0,6 * 0,1) + (0,12 * 0,07) + (0,12 * 0,3) / 2] * 25 = 1,755 \text{ KN}$$

- Charge d'exploitation

N/m

### IV.1.3. Détermination des efforts:

- A l'ELU :

- ⇒ L'effort normal :  $N_u = 1,35 * G = 1,35 * 1,755 = 2,37 \text{ KN}$

- ⇒ Moment d'encastrement :  $M_u = 1,5 * Q * h = 1,5 * 1 * 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

- ⇒ L'effort tranchant :  $T_u = 1,5 * Q = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN}$

- A l'ELS :

- ⇒ L'effort normal :  $N_{ser} = G = 1,75 \text{ KN}$

- ⇒ Moment d'encastrement :  $M_{ser} = Q * h = 1 * 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

⇒ L'effort tranchant :  $T_U = Q = 1 \text{ KN}$

#### IV.1.4. Calcul de ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fera pour une section rectangulaire (100\*10) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion composée.

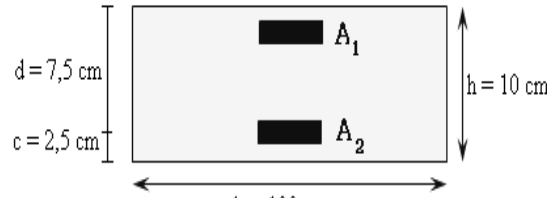


Figure III.2: Section de béton armé à l'E.L.U

Notation	b (cm)	h (cm)	C (cm)	Fc28(MPa)	Fe (MPa)	L0 (m)	Lf (m)
Valeur	100	10	2.5	25	400	0.6	1.2

**Tableau IV..1: Dimensions et caractéristiques de l'acrotère**

- **A l'ELU**

- Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,37} \Rightarrow e_0 = 37,97 \text{ cm}$$

Où l'enrobage est:  $c = c_1 = 2,5 \text{ cm}$

$$\text{On a } e_0 = 37,97 \text{ cm} > 2 \left( \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm} \right)$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors:

On a une section partiellement comprimée.

$a$  : distance entre le point d'application de " N " et le centre des armatures tendues .

$$a = e_0 + (h/2 - c) \Rightarrow a = 40,47 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times a \Rightarrow M_1 = 0,96 \text{ kN.m.}$$

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

$$M_u = M_1 = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\text{Donc : } \beta = 0,994 \text{ (tab). } A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = 37,00 \text{ mm}^2$$

$$N: \text{ effort de compression, alors: } A_2 = A - \frac{N}{100 \sigma_s} \Rightarrow A = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} A_2 = 0.30 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 0 \end{cases}$$

- Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.30 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A = A_{\min} = 1.00 \text{ cm}^2$

On adoptera:  $A_2 = 4HA8$

○ Armatures de répartition:

On a:  $\frac{A}{4} \leq A_{rep} \Rightarrow 0.58 \leq A_r$

Donc, on prendra :  $A_{rep} = 4HA6$

○ Espacement:

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min[3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm} \quad (\text{cv})$$

$$S_{tr} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \leq S_{\min tr} = \min[4h = 40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm} \quad (\text{cv})$$

• **Vérification a l'ELS**

○ Calcul de l'excentricité:

On a  $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.75} = 34,28 \text{ cm}$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre:  $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o v_2}$

Où:  $B_o = b \cdot h + 15 (A + A') \Rightarrow B_o = 1034,65 \text{ cm}^2$ .

$$v_1 = \frac{1}{B_o} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15 (A'c + Ald) \right] \Rightarrow v_1 = 5,084 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 \Rightarrow v_2 = 4,916 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 [A(v_2 - c)^2 + A'(v_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8542.60 \text{ cm}^2$$

Alors:  $\frac{I_G}{B_o v_2} = 1,680 \text{ cm}$ .      Donc:

$$e_0 = 34,28 \text{ cm} \geq \frac{I_G}{B_o v_2} = 1,680 \text{ cm} \Rightarrow \text{on a une section partiellement comprimée.}$$

Il faut vérifier que:  $\begin{cases} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$  (fissuration préjudiciable)

Où  $\sigma_b = k \cdot y_1$  avec  $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$  ;  $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

$$c = -e_0 + (h/2) = -34,28 + 5 = -29,28 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  Détermination de  $y_1$ .

Pour déterminer  $y_1$ , il faut résoudre l'équation suivante:

$$y_2^3 + py_2 + q = 0 \dots \dots (*) \text{ tels que:}$$

$$p = -3c^2 + \frac{90A}{b} (d - c) \Rightarrow p = -2495,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{et } q = -2 c^3 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = 47392,16 \text{ cm}^3$$

Où:

c: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc "c = h/2 - e = -29,28cm < 0".

D'où l'équation (\*) devient :  $y^3 + (-2495,49)y^2 + 47392,16 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + c < h$$

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve:

$$y_2' = 31,42 \text{ cm}$$

$$y_2'' = 26,19 \text{ cm} \quad \text{rejetée comme valeur (} y_2 + c < 0 \text{)}$$

$$y_2''' = -54,60 \text{ cm} \quad \text{rejetée comme valeur (} < 0 \text{)}$$

$$\text{D'où alors: } 0 < y_1 = 31,42 + (-28,28) = 2,14 \text{ cm} < h = 10 \text{ cm}$$

Donc on prend:  $y_2 = 31,42 \text{ cm}$ .

$$\text{En revanche on a: } k = \frac{N}{S_{xx}}$$

$$\text{Avec; } S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15 [A's (y_1 - c') - A_s (d - y_1)]. \Rightarrow S_{xx} = 43,25 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où alors: } k = 1750/43250 \Rightarrow k = 40,46 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^3$$

$$\text{Donc: } \sigma_b = ky_1 = (40,46 \times 10^{-3}) \times 21,4 \Rightarrow \sigma_b = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \sigma_s = 15 k (d - y_1) = 15 \times 40,46 \times 10^{-3} \times (75 - 21,4) \Rightarrow \sigma_s = 32,53 \text{ MPa}$$

Donc, on obtient:

$$\sigma_b = 0,86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (CV)}$$

$$\sigma_s = 32,53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e = 333,33 \text{ MPa}; 110 \sqrt{f_{ij}} = 201,633 \text{ MPa} \right] = 201,633 \text{ MPa (CV)}$$

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

○ Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 1,5 - \frac{0,90}{0,9 \cdot 0,075} \Rightarrow T = -11,83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire

○ Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que:  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02 \text{ MPa}$$

$$\text{Et: } \bar{\tau} = \text{min} [0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\text{D'où alors: } \tau_u = 0,02 \text{ Pa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

○ Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante:

$$F_p = 4AC_p W_p \quad (\text{Art.6.2.3: RPA 99 VERSION 2003}).$$



A: coefficient d'accélération;

$A = 0,25$  [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone IIb)]

$C_p$ : facteur de force horizontale;

$C_p = 0,8$  (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 6.1)

$W_p$ : poids propre de l'élément

$W_p = 1,755$  KN.

D'où alors:  $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,755 \Rightarrow F_p = 1,12$  KN  $< 1,5Q = 1,5$ KN (cv)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

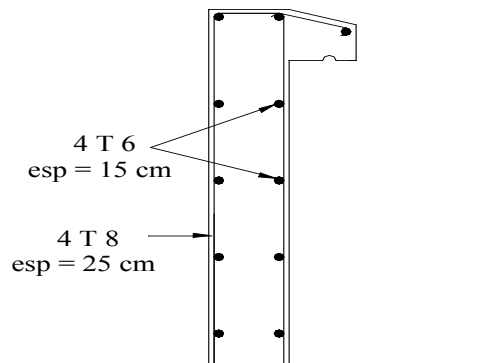


Figure IV.3: Schéma du ferrailage de l'acrotère

#### IV-2 Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un élément secondaire vertical qui relie entre deux ou plusieurs étages, il se compose de :

- **La paillasse :**

C'est une dalle en béton armé dont la pente correspond à celle de l'escalier, elle repose sur les paliers ou les planchers.

- **Palier de repose :**

On peut toujours équiper un escalier avec une petite dalle dite palier de repose, elle permet aux utilisateurs de se reposer.

- **L'emmarchement :** La longueur d'une marche.

- **Le girant:** La largeur d'une marche.

- **Garde corps :** Il a pour rôle d'éviter les risques de chute

Dans notre cas, on constate que la volée se compose de 2 palier de 1.70 m D'hauteur entre eux, reliés par une paillasse de  $n=10$  contre marches.

Et pour leurs dimensionnements, il faut satisfaire la cdt de BLONDEL, on assurant le Confort pendant l'utilisation :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

Avec :

g : giron variée entre (22, 33) => g = 30

h : contre marche variée entre (14,20) => h=17

n : nombre de contre marche

n' : nombre de marche

L : la longueur de la ligne de foulée ( l = n' x g)

On prend la plus grande hauteur d'étage h= 3.91et d'après le plan architectural il y'a 3 volées

1<sup>ere</sup> volée : 9 marches

2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> volée : 7 marches chaque .

H=9\*0.17=153 cm et L=9\*30= 270 cm.

- Vérification de la formule de BLONDEL:

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ (c.v)}$$

- Angle d'inclinaison "α":

$$\text{tg } \alpha = h/g = 17/30 = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

- Longueur de la paillasse "L0":

$$L_0 = L / \cos \alpha = 310.31 \text{ cm}$$

- Longueur totale de l'escalier Ltot

$$L_{\text{tot}} = 3.103 + 1.65 = 4.60 \text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse "ep":

$$\frac{L_t}{35} \leq e_p \leq \frac{L_t}{30}$$

$$0.131 \leq e_p \leq 0.153 \Rightarrow e_p = 16 \text{ cm}$$

#### IV-2-1 Evaluation de la charge permanente et la surcharge d'exploitation :

- **charge permanente :**
  - Charge permanent du palier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit plâtre	0.018	10	0.18
Charge permanente G				<b>5.09</b>

**Tableau IV-2 : Charges permanentes du palier**

- Charge permanent de la paillasse

○

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20	0.4
2	Lit de sable	0,02	18	0.36
3	Mortier de pose	0,02	20	0.4
4	Poids propre de la paillasse	0,15/cos(29.53)	25	4.309
5	Poids des marches	0,085	25	2.125
6	Enduit plâtre	0,018	10	0,18
Charge permanente G				7.774

**Tableau IV-3 : Charges permanentes de la paillasse**

- **Surcharge d'exploitation:**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Paillasse	7.774	2.5	14.24	10.27
Palier	5.09	2.5	10.62	7.59

**Tableau IV-4 : effort tranchant de l'escalier**

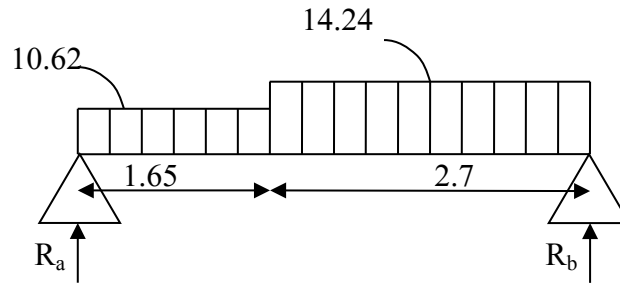
#### **IV-2-2 Détermination des efforts :**

- à l'ELU:
- **Les réactions d'appuis**

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - (10.62 \times 1.65) - (14.24 \times 2.7) = 0$$

$$R_a + R_b = 55.971 \text{ KN.}$$



**Figure IV-4 : charge sur l'escalier a L'ELU**

$$\sum M/a = 0$$

$$R_b \times 4.35 - 14.24 \times 2.7 \times ((2.7/2) + 1.65) - 10.62 \times 1.65 \times (1.65/2) = 0$$

$$R_b = 29.84 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_a = 26.131 \text{ KN}$$

- **Tronçon AC ( $0 \leq x \leq 1.65$ ) :**

Moment fléchissant  $M(x) = 26.131x - 10.62x^2/2$

Effort tranchant:  $T(x) = -10.62x + 26.131$

$M(0) = 0$  ;  $T(0) = 26.13$

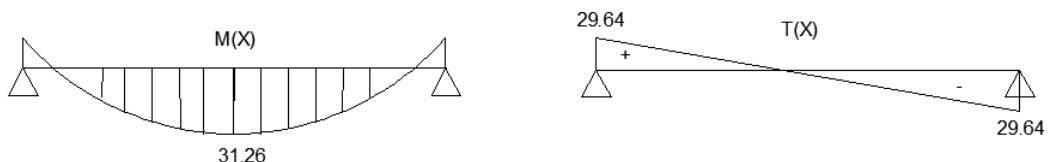
- **Tronçon BC ( $0 \leq x \leq 2.7$ ) :**

Moment fléchissant :  $M(x) = 29.84x - 14.24x^2/2$

Effort tranchant:  $T(x) = -14.24x + 29.84$

$M(0) = 0$  ;  $T(0) = 29.84$  ;  $T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.10 \text{ m}$  et  $M(2.10) = 31.26 \text{ KN.m}$

- **Diagrammes des efforts :**



**Figure IV-5 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant**

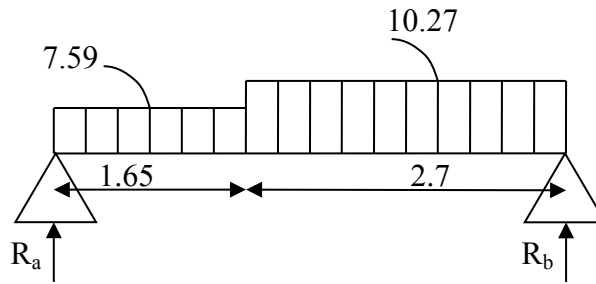
- à l'ELS:

- **Les réactions d'appuis:**

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - (7.59 \times 1.65) - (10.27 \times 2.70) = 0$$

$$R_a + R_b = 40.25 \text{ KN}$$



**Figure IV-6** : charge sur l'escalier a L'ELS

$$\sum M/A = 0$$

$$R_b \times 4.2 - 7.59 \times 1.65 \times (1.65/2) - 10.27 \times 2.7 \times (1.65 + 2.7/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_b = 22.28 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_a = 17.97 \text{ KN}$$

○ **Tronçon AC ( $0 \leq x \leq 1.65$ ) :**

Moment fléchissant  $M(x) = 17.97x - 7.59x^2/2$

Effort tranchant:  $T(x) = -7.59x + 17.97$

$$M(0) = 0 ; T(0) = 17.97$$

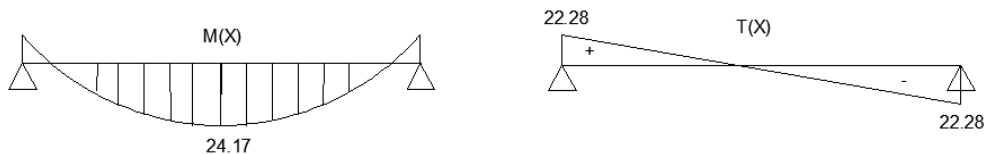
○ **Tronçon BC ( $0 \leq x \leq 2.70$ ) :**

Moment fléchissant :  $M(x) = 22.28x - 10.27x^2/2$

Effort tranchant:  $T(x) = -10.27x + 22.28$

$$M(0) = 0 ; T(0) = 22.28 ; T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.17 \text{ m et } M(2.17) = 24.17 \text{ KN.m}$$

○ **Diagrammes des efforts :**



**Figure IV-7** Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'E.L.S

**IV-2-3 Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur,

○ A'ELU :

Moment en travée :  $M_t = 0.85M_{max} = 0.85 \times 31.26 = 26.57 \text{ KN.m}$

Moment en appuis :  $M_a = 0.5M_{max} = 0.5 \times 31.26 = 15.63 \text{ KN.m}$

○ ELS :

Moment en travée :  $M_t = 0.85M_{max} = 0.85 \times 24.17 = 20.54 \text{ KN.m}$

Moment en appuis :  $M_a = 0.5M_{max} = 0.5 \times 24.17 = 12.09 \text{ KN.m}$

#### IV-2-3-1 Calcul à l'E.L.U:

**Acier:**  $F_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_s = 1.15$ ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

**Béton:**  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $\gamma_s = 1.5$ ,  $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$ .  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 15 \text{ cm}$ ,  $d = 12.5 \text{ cm}$ ,  $c = 2.5 \text{ cm}$ ,

	Mu(KN.m)	d(cm)	$\mu$	$\beta$	Acal (cm <sup>2</sup> /ml)	Achoisit(cm <sup>2</sup> )
En travée	26.57	12.5	0.120	0.936	6.53	9T12=10.18
Appuis	15.63	12.5	0.0704	0.964	3.72	9T12=10.18

Tableau IV-5 : calcul du ferrailage

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = B/1000 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A > A_{min}$

- **Le choix :**

**En travée :**  $A = 10.18$

**Aux appuis :**  $A = 10.18$

- Armature de répartition :  $A_r = A/4$

**En travée :**  $A_r = 6T8 = 3.02$

**Aux appuis :**  $A_r = 6T8 = 3.02$

- Condition d'espacement :

Pour les armatures longitudinales :

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$L'espacement \text{ maximal : } S_{p \text{ max}} \leq \text{Min } [3h, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

$$L'espacement \text{ minimal : } S_{p \text{ min}} = 2.5 \text{ cm}$$

$$2.5 \text{ cm} < S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ (C.V.)}$$

Pour les armatures transversales :

$$S_t \leq S_{t \text{ adm}} = \text{Min } [4h, 45 \text{ cm}] = 45, S_t = 20 \leq S_{t \text{ adm}} = 45 \text{ (C.V.)}$$

- Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = V_u / b.d \leq \bar{\tau} = 0.07 F_{c28} / 1.5 = 1.16 \text{ MPa (CBA93 A.5.2.2)}$$

$$\tau_u = (29.84 * 10^3) / (1000 * 125) = 0.238 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.238 \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa (CV)}$$

#### IV-2-3-2 Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$$\bar{\sigma}_b > \sigma_b$$

- **En travées:**

Avec :

$$A = 10.18$$

$$M_{ser} = 20.54 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

$$\frac{b \times Y^2}{2} + 15A'(Y - c') - 15A(d - Y) = 0 \quad Y = 4.84 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + 15A'(Y - c')^2 + 15A(d - Y)^2 \Rightarrow I = 12739.09 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{20.54 \times 10^6}{12739.09 \times 10^4} \times 48.4 = 7.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b 15 \text{ MPa} > \sigma_b = 7.80 \quad (\text{CV})$$

- **En appuis :**

$$M_{ser} = 12.09 \text{ KN.m}$$

$$A = 10.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 4.84 \text{ cm} \Rightarrow I = 12739.09 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_b = \frac{12.09 \times 10^6}{12739.09 \times 10^4} \times 4.59 = 4.59 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} > \sigma_b = 4.59 \quad (\text{CV})$$

### IV-2-3-3 Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$$\circ \frac{h}{L} \geq \frac{M_L}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{435} = 0.0345 < \frac{1}{10} = 0.085 \quad (\text{CN V}).$$

$$\circ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{435} = 0.0345 < \frac{1}{16} = 0.06 \quad (\text{CN V}).$$

$$\circ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{Fe} \rightarrow \frac{7.69}{100 \times 13.5} = 0.0057 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Ainsi on doit procéder à la vérification de la flèche.

### IV-2-3-4 Calcul de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche maximale sous charges instantanées.

$$f_i = M_{ser} L^2 = 10 E_i I_f$$

La valeur de la flèche maximale sous les charges à longue durée d'application:

$$f_v = M_{ser} L^2 = 10 E_v I_f$$

Calcul du moment d'inertie  $I_0$  :

**Donnée :** h = 15 cm d=12.5 cm b=100cm c=2.5 cm L=4.35 m A=10.18

$$Y = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15A d}{bh + 15A} \rightarrow Y = 4.49 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = \frac{b}{3} [Y^3 + (h - Y)^3] + 15A (Y - d)^2 \rightarrow I_0 = 51512.39 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad \rho = \frac{A}{b.d} \rightarrow \rho = 0.00814 \text{ (CBA93 ANNEXE D).}$$

Il faut déterminer  $\sigma_s$  :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d . A}$$

$$\rightarrow \rho_1 = 100 \rho = 0.814 \quad \beta_1 = 0.815$$

$$\rightarrow \sigma_s = 198.05 \text{ MPA}$$

$$\rightarrow \mu = 0.570$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{\left(2 + 3 \frac{b}{b_0}\right) \rho} = 30.71 \text{ MPa} \quad \text{(CBA93 ANNEXE D).}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \rightarrow \lambda_v = 12.28 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \rightarrow I_{fi} = 30621.2 \text{ cm}^4 ; E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_i = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \rightarrow I_{fv} = 70832.8 \text{ cm}^4 ; E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_v = 10819.86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = 3.94$$

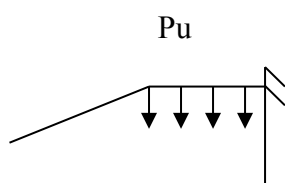
$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = 5.07$$

$$\delta f_i = f_v - f_i = 1.13 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4350}{500} = 8.7$$

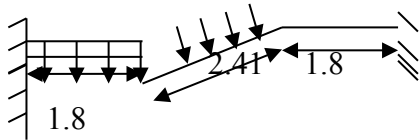
### IV. 3. POUTRE PALIERE:

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "BAEL91 modifié 99" est vérifiée selon le "RPA99 version 2003", Dans notre structure la poutre palière est de forme poutre briser et elle est encastree à ces deux extrémités.

Le schéma statique de la poutre palière est le suivant :







**Figure III-8 : schéma de la poutre palière**

**IV.3.1 PREDIMENSIONNEMENT:**

On a:  $L=6.01\text{m}$        $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{6.01}{15} \leq h \leq \frac{6.01}{10}$

$24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$  on prend  $h = 40\text{ cm}$

- la largeur  $b$  de la poutre palière doit être :

$0,3h \leq b \leq 0,7h$        $12\text{cm} \leq b \leq 28\text{ cm}$  on prend  $30\text{cm}$

Selon le RPA99 version 2003

-  $h = 40 \geq 30$  ( cv )

-  $b = 30 \geq 20$  ( cv )

-  $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ , C.V

Donc, la section de la poutre palière est de  $(b \times h) = 40 \times 30\text{ cm}^2$

**IV.3.2. Evaluation des charges**

- Poids propre de la poutre palière  $0.4 \times 0.3 \times 25 = 3\text{KN} / \text{ml}$
- Poids du volet porté par la P. Palière :  $15.25\text{ KN} / \text{ml}$

$G = 18.25\text{ KN} / \text{ml}$

donc :  $P_u = 1.35 \times 18.25 = 24.63\text{ KN} / \text{ml}$

$P_{\text{ser}} = 18.25$

○ Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastree sur les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

$R_a = R_b = pl/2$

$M^{\text{max appuis}} = M_a = M_b = pl^2/12$

$M^{\text{max travée}} = pl^2/24$

AL'ELU :

$R_a = R_b = 72.12\text{ KN}$

$M_t = 37.07\text{KN.m}$

$M_a = 74.14\text{KN.m}$

AL'ELS :

$R_a = R_b = 54.84\text{ KN}$

$M_t = 27.47\text{KN.m}$

$M_a = 54.93\text{KN.m}$

### IV.3.2. Calcul du ferrailage :

- **Armatures longitudinales:**

- A l'ELU

Béton:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$  ;  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $d = 37.5 \text{ cm}$  ;  $c = 2.5 \text{ cm}$ .

Acier:  $FeE400$  ;  $F_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1.15$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

	Mu KNm	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	A <sub>calculé</sub>	A' (cm <sup>2</sup> )
En travée	37.07	0.0618	0.0801	0.968	2.93	0
Appuis	74.14	0.128	0.1719	0.931	6.13	0

**Tableau IV-6: calcul du ferrailage a l'ELU**

- Condition de non fragilité:

$$A = B/1000 \Rightarrow A = 30 \cdot 40 / 1000 \Rightarrow A = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}[A_{\text{calculé}} ; A]$$

Donc on adopte:

- en travée  $A = 3 \text{ T } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$
- en appuis  $A = 6 \text{ T } 12 = 6.78 \text{ cm}^2$

- Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = V_u / b \cdot d \leq \tau = 0.07 F_{c28} / 1.5 = 1.16 \text{ MPa} \text{ (CBA93 A.5.2.2)}$$

$$\tau_u = (72.12 \cdot 10^3) / (300 \cdot 37.5) = 0.641 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.641 \text{ MPa} \leq \tau = 1.16 \text{ MPa} \text{ (CV)}$$

- Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$V_u < 0.4 (f_{c28} / 1.5) b_0 a$$

Avec :  $a = \text{Min}(b - c - 2 ; 0.9d) = \text{Min}(25.5 ; 33.75)$ , donc  $a = 25.5 \text{ cm}$

$$V_u = 72.12 \text{ KN} < 0.4 \cdot 25 \cdot 10^6 / 1.5 \cdot 0.3 \cdot 0.255 = 510 \text{ KN} \text{ (C.V)}$$

- Vérification au voisinage de l'appui:

$$2V_u / (b_0 a) < 0.8 f_{c28} / \gamma_s$$

$$\Leftrightarrow 2 \cdot 72.12 \cdot 10^3 / (0.3 \cdot 0.255) = 1.88 < 17.39$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 > \gamma_s \cdot V_u / f_e = 1.15 \cdot 72.12 \cdot 10^3 / 400 = 2.07 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{20}, \phi_{t \min} \right\} = \min \left\{ \frac{400}{35}, \frac{300}{20}, 10 \text{ mm} \right\} = 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera:  $A_t = 2 \text{ T } 8 = 1 \text{ cm}^2$ .

- Vérification du R.P.A 99:

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 37.5; 40 \text{ cm}) = 33.75 \text{ cm}$$

➤ A l'ELS:

	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	M <sub>ser</sub> (KNm)	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b < \sigma_b$
En travée	3.39	9.72	48425.69	27.47	14.2	0.057	oui
En appuis	6.78	12.91	83011.60	54.93	14.2	0.066	oui

**Tableau IV-7 : Vérification de la contrainte "  $\sigma_b$  " à l'E.L.S (poutre palière)**

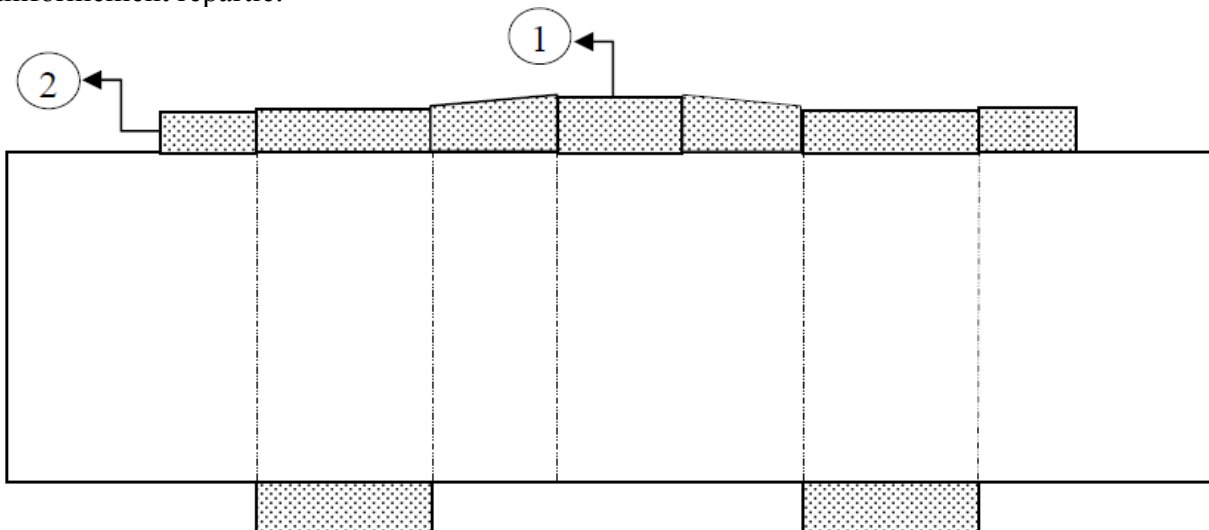
Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U

### IV-3 Calcul des dalles :

#### IV.3.1. Dalle pleine

##### Introduction :

Ce type de dalle se trouve au niveau des consoles (portes a faux ), nous pouvons utiliser la méthode des lignes de rupture en considérant la dalle encastree sur 2 ou 3 cotés et soumise à une charge uniformément répartie.



**FIGURE IV-9 : Schéma de la dalle pleine**

#### IV.3.1.2 Évaluation des charges :

- Charges permanentes :

Composants Poids	Épaisseur (m)	surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
---------------------	------------------	-------------------------------------

Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.03	0.54
Dalle pleine	0.15	3
Mur double cloison	0.3	2.72
Enduit en ciment	0.02	0.36
Poids permanent G		<b>7.46</b>

**Tableau IV-8 : Poids de la dalle pleine**

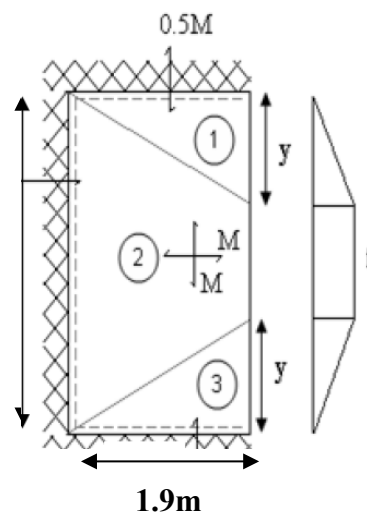
- Charge d'exploitation :

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

La dalle travaille sur une seule direction car  $\rho = L_x/L_y = 1.9/6.15 = 0.3 < 0.4$

**IV.3.1.3 Calcul par la méthode des lignes de rupture :**

Notre dalle repose sur 3 appuis :



**Figure IV-9 : ligne de rupture de la dalle pleine**

- **Travail externe :**  $T_{ext} = q \cdot s \cdot f$  ;

Avec  $q$  : la charge répartie sur la surface  $S$  qui subit un déplacement du centre de gravité  $f$ .

éléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	travail externe pour une charge $q_u$
1	$0.95y$	$f/3$	$0.32 y f q_u$

2	2(0.95y)	f/3	0.64 y f q <sub>u</sub>
	(6.15-2y) 1.9	f/2	0.95(6.15-2y) f q <sub>u</sub>
3	0.95y	f/3	0.32 y f q <sub>u</sub>
Somme			f q <sub>u</sub> (5.84-0.62y)

**Tableau IV.9 : Travail externe**

- **Travail interne** :  $T_{int} = M.l.\theta$

Avec **M** : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et **l.θ** est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

Éléments		moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation (θ)	travail interne
1	+	M	1.9	f/y	1.9Mf/y
	-	0.5M	1.9	f/y	0.95Mf/y
2	+	M	2y	f/1.9	1.05Mf y
	-	M	6.15	f/1.9	3.24Mf
3	+	M	1.9	f/y	1.9Mf/y
	-	0.5M	1.9	f/y	0.95Mf/y
somme					Mf(5.7/y+1.05y+3.24)

**Tableau IV.10 : Travail interne**

- **Principe du travail virtuel** :

$$\text{Travail externe} = \text{Travail interne} : (\Sigma T_{ext} = \Sigma T_{int})$$

$$f q_u(5.84-0.62y) = Mf(5.7/y+1.05y+3.24)$$

$$M = q_u(5.84-0.62y) / (5.7/y+1.05y+3.24)$$

Il faut que :  $0 < y < 3.08\text{m}$

$$dM/dy = 0 \Rightarrow -8.14y^2 - 7.07y + 33.29 = 0 \Rightarrow y = 1.63 \text{ m}$$

Donc :

$$M_U = 0.58q_u$$

$$M_{ser} = 0.58q_{ser}$$

Avec :

$$q_u = 1.35 * 7.46 + 1.5 * 3.5 = 15.32 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = 7.46 + 3.5 = 10.69 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_U = 8.89 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 6.2 \text{ KN.m}$$

On a  $l_x/l_y = 1.9/6.15 = 0.3 < 0.4$  alors la dalle travaille sur une seule direction

- En travée :

$$M_{U_t} = 8.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser_t} = 6.2 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_{U_a} = 4.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser a} = 3.1 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de la ferraille :**

Pour une bande de 1m on calcule le ferrailage de la dalle sous la flexion simple

$b = 100\text{cm}$ ,  $h = 12 \text{ cm}$  ;  $c = 2\text{cm}$ ,  $d = 12.5\text{cm}$  ;  $\sigma_b = 14,20\text{MPa}$ ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$ .

○ A l'ELU :

Position	sens	$M_u$ (KN.m)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)	sens	$A_{rep}$ (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Travée	y	8.89	1.2	2.1	5T12=5.65	20	x	4T12=4.52	25
Appuis	y	6.20	1.2	1.5	5T12=5.65	20	x	4T12=4.52	25

**Tableau IV.11 : calcul de la ferraille a l'elu**

➤ **Vérification de l'espacement:**

$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}$  on prend  $S_t = 20\text{cm}$

L'espacement maximal :  $S_{p \max} \leq \text{Min} [3h, 33\text{cm}] = 33\text{cm}$

L'espacement minimal :  $S_{p \min} = 2.5\text{cm}$

$2,5 \text{ cm} < S_t = 20\text{cm} < 33 \text{ cm}$  (C.V).

$2,5 \text{ cm} < S_t = 25\text{cm} < 33 \text{ cm}$  (C.V).

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

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

$$\tau_u = V_u / b.d \leq \bar{\tau} = 0.07 F_{c28} / 1.5 = 1.16 \text{ MPa (CBA93 A.5.2.2)}$$

$$v_u = q_u * l_x / 2 = 15.32 * 1.9 / 2 = 14.55$$

$$\tau_u = (14.55 * 10^3) / (1000 * 125) = 0.116 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.116 \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa (CV)}$$

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

○ A l'ELS :

	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	6.2	3.02	97.814	14.2	348	
Appuis	3.1	1.44	48.907	14.2	348	

**Tableau IV.12 : Vérification des contraintes a l'els**

**IV-3-2. La dalle machine :**

**IV-3-2-1. Introduction :**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport { celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu' { son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est compos de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

**IV.3.2.2 Pré dimensionnement :**

- La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion :**

$$L_x/50 < e < L_x/40 \Rightarrow 230/50 < e < 230/40 \Rightarrow 4.6 \text{ cm} < e < 5.57$$

- **Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit :  $e \geq 25 \text{ cm}$ . On prend :  $e=25\text{cm}$

#### IV.3.2.3 Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

##### a) Charges permanentes G :

N°	Composants	Epaisseur (m)	$M_v$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	22	0.44
2	Mortier de pose	0,05	8	0,4
3	Lit de sable	0,02	27	0,54
4	Plancher en Dalle pleine	0.25	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloison légère	0,1	-	1.62
Poids permanent G				<b>7.74KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.13: poids permanent de la dalle permanente

##### b) Poids de la machine supportée :

$P(KN)$						
$P1$	$P2$	$P3$	$P4$	$P5$	$P6$	$P7$
45	35	70	90	125	100	23

Tableau.IV.14 Les charges concentrées

$$P = \sum p / s \Rightarrow \sum p = 488 \text{ KN}, \quad S = 6.55$$

$$\Rightarrow P = 74.51 \text{ KN/m}^2$$

##### c) Charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

$$Q = 5 \text{ KN}$$

Les appuis sont considérés comme des semi-encastremets.

$$\text{La dalle travaille sur deux direction } \text{carp} = L_x/L_y = 230/285 = 0.8 > 0.4$$

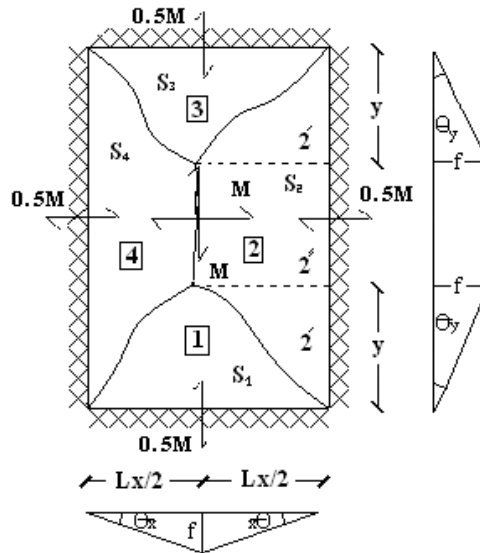


Figure IV-10: Les lignes de rupture

- **Travail externe** :  $T_{ext}=q.s.f$  ;

Avec  $q$  : la charge répartie sur la surface  $S$  qui subit un déplacement du centre de gravité  $f$ .

éléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	travail externe pour une charge $q_u$
1	1.15 y	f/3	qf(0.38y)
2	2` 2``	f/3 f/2	qf (1.64-0.77 y)
3	1.15 y	f/3	qf(0.38y)
4	4` 4``	f/3 f/2	qf (1.64-0.77 y)
Somme			qf (3.28-0.77y)

Tableau IV.15 : Travail externe

- **Travail interne** :  $T_{int}= M.l.\theta$

Avec  $M$  : le moment de flexion (par 1 ml de largeur) et  $l.\theta$  est la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.

Eléments	moment de rupture (M)	longueur de ligne de rupture (L)	rotation ( $\theta$ )	travail interne
1	+	M	2.3	2.3Mf/y
	-	0.5M	2.3	1.13Mf/y
2	+	M	2.85	2.48Mf
	-	0.5M	2.85	1.24Mf
somme				Mf(3.43/y+3.72)

Tableau IV.16 : Travail interne

- **Principe du travail virtuel** :

$$\text{Travail externe} = \text{Travail interne} : (\sum T_{ext} = \sum T_{int})$$



$$qf(3.28-0.77y) = Mf(3.43/y+3.72)$$

$$M = q_u(3.28-0.77y) / (3.43/y+3.72)$$

Il faut que :  $0 < y < 1.425\text{m}$

$$dM/dy = 0 \Rightarrow -2.86y^2 - 5.28y + 11.25 = 0 \Rightarrow y = 0.32\text{m}$$

Donc :

$$M_U = 0.21q_u$$

$$M_{ser} = 0.21q_{ser}$$

Avec :

$$q_u = 1.35 * 74.51 + 1.5 * 5 = 108.9 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = 74.51 + 5 = 74.51 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow M_U = 22.87 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 16.7 \text{ KN.m}$$

○ En travée :

$$M_{U_t} = 17.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser_t} = 12.53 \text{ KN.m}$$

○ En appuis :

$$M_{U_a} = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser_a} = 8.35 \text{ KN.m}$$

### • **Calcul de ferrailage :**

Pour une bande de 1m on calcule le ferrailage de la dalle sous la flexion simple

$b = 100\text{cm}$ ,  $h = 12 \text{ cm}$  ;  $c = 2.5\text{cm}$  ;  $\sigma_b = 14,20\text{MPa}$  ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$ .

Hauteurs utiles :

$$D_x = 25 - 2 - 0.5 = 22.5$$

$$D_y = 22.5 - 1 = 21.5$$

○ A l'ELU :

Position	sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Travée	X	17.15	2.5	2.21	5T10=3.93	20
	Y	17.15	2.5	2.32	5T10=3.93	20
Appuis	X	11.44	2.5	1.54	5T10=3.93	20
	Y	11.44	2.5	1.54	5T10=3.93	20

**Tableau IV.16: Calcul du ferrailage a l'elu**

➤ Vérification de l'espacement:

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} \text{ on prend } S_t = 20\text{cm}$$

$$L'espacement \text{ maximal : } S_{p \text{ max}} \leq \text{Min } [3h, 33\text{cm}] = 33\text{cm}$$

$$L'espacement \text{ minimal : } S_{p \text{ min}} = 2.5\text{cm}$$

$$2,5 \text{ cm} < S_t = 20\text{cm} < 33 \text{ cm (C.V.)}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_{u} \leq \tau_u$$

• *Suivant Lx:*

$$\tau_u = V_{u_x} / b \cdot d_x \leq \tau = 0.07 F_{c28} / 1.5 = 1.16 \text{ MPa (CBA93 A.5.2.2)}$$

$$v_u = (P_u * L_x * L_y) / (2L_y + L_x) = 89.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = (89.23 * 10^3) / (1000 * 225) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.4 \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa (CV).}$$

- Suivant  $L_y$ :

$$\tau_u = V_{u_y} / b \cdot d_y \leq \tau = 0.07 f_{c28} / 1.5 = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_u = (P_u \cdot L_x \cdot L_y) / (3L_y) = 81.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = (81.47 \cdot 10^3) / (1000 \cdot 210) = 0.39 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

- A l'ELS :

	$M_{ser}$ (kN.m)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
<b>Travée</b>	12.53	6.6	277.6	14.2	348	
<b>Appuis</b>	8.35	4.5	187.7	14.2	348	

**Tableau IV.17: Vérification des contraintes a l'els**

### **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- Sens x-x :

$$h/L_x = 0.12/2.3 = 0.07 > 1/27 \text{ a } 1/35 = 0.037 \text{ à } 0.028 \dots (cv)$$

$$h/L_x = 0.07 > M_t / (20M_x) = 0.05 \dots (cv)$$

$$A/(b \cdot d) = 3.93 / (100 \cdot 22.5) = 0.0017 < 4/f_e = 0.005 \dots (cv)$$

- Sens y-y :

$$h/L_y = 0.052 > 1/27 \text{ a } 1/35 = 0.037 \text{ à } 0.028 \dots (cv)$$

$$h/L_y = 0.052 > M_t / (20M_x) = 0.05 \dots (cv)$$

$$A/(b \cdot d) = 3.93 / (100 \cdot 21.5) = 0.0017 < 4/f_e = 0.005 \dots (cv)$$

### **IV-3-3.plancher corps creux (poutrelle) :**

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est  $S = 0,65 \cdot L$ , on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

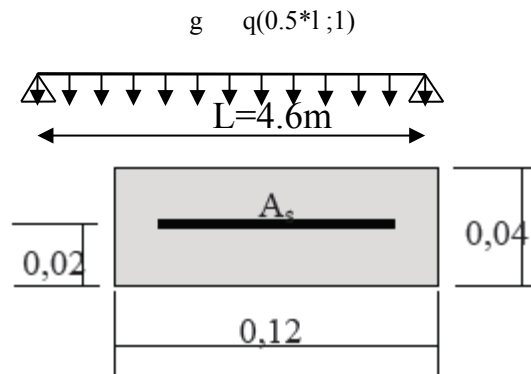
- Avant coulage.
- Après coulage.

#### **IV.3.3.1 avant coulage :**

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- Son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).

- une charge concentrée { son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5\*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.



**Figure IV-11 : schématisation de la poutrelle avant coulage**

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12\*4 cm<sup>2</sup> :

Longueur du travée (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.60	2.305	pois de poutrelle $0.12*0.04*25 = 0.12$	pois du corps creux $0.65*1 = 0.65$
			0.77

**Tableau IV-18 : les charges de la poutrelle avant collage**

Le calcul en flexion simple nous octroie :

$M_G$	$M_Q$	$M_U$
$GL^2/8 = 2.03$	$QL/4 = 2.65$	6.72

**Tableau IV-19: Calcul des moments**

$$\mu = 6.72 * 106 / (14.2 * 120 * 202) = 9.86$$

Cette valeur de  $\mu=9.86$  sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaitements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

$$G = \text{poids du plancher } (16+4) = 2.8 * 0.65 = 1.82 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 * 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

$$\bar{F} = 2.05 * (1.35G + 1.5Q) * l / 384 * E * I$$

$$F = l / 1000 + 0.5 \quad \text{pour } L > 5m$$

$$F = l / 500 \quad \text{pour } l < 5m$$

etaiment	G	Q	fc28	L (mm)	F (cm)	$\bar{F}$ (cm)	$F < \bar{F}$
0			25	4600	51.54	0.92	cnv
1			25	2300	3.22	0.46	cnv
2	1.82	1	25	1533.33	0.63	0.31	cnv
3			25	1150	0.20	0.23	cv

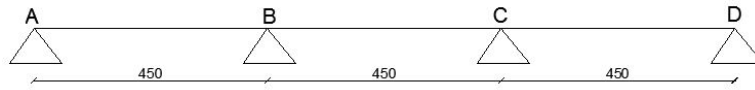
**Tableau IV-20 : Détermination le nombre des étaitements**

On place 3 étaitements à une distance  $L=1.15$  m

### IV.3.3.2 Après coulage :

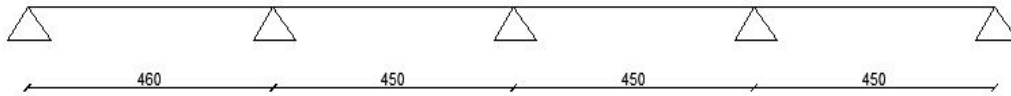
Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Deux types de poutres continues sont à envisager :

- 3 travées



**Figure IV.12** poutrelle a 3 travées

- 4 travées



**Figure IV..13** poutrelle a 4 travées

**Méthode de calcul :**

➤ **conditions d'application :**

- 1-  $Q \leq 2G$  et  $5000n/mm^2$
- 2- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
- 3- le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre " 0.8 " et " 1.25 ". (C V)
- 4- La fissuration doit être peu nuisible. (C V)

Donc dans les deux cas,on va utiliser **la méthode forfaitaire**.

➤ **Calcul des sollicitations :**

- **Plancher terrasse :**

$$G = 6.53 \times 0.65 = 4.24 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) = 6.70 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) = 4.89 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher courant :**

$$G = 6.00 \times 0.65 = 3.90 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.63 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) = 7.71 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) = 5.55 \text{ kN/ml}$$

- **Plancher RDC :**

$$G = 6.00 \times 0.65 = 3.90 \text{ kN/ml,}$$

$$Q = 4 \times 0.65 = 2.63 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) = 9.21 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = (G + Q) = 6.53 \text{ kN/ml}$$

1) *Poutrelles à 3 travées:*

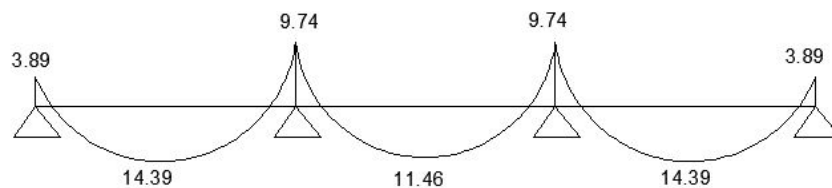
Travée	$M_0$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$M_\omega$ (kN.m)	$M_e$ (kN.m)	$T_\omega$ (kN)	$T_e$ (kN)
A-B	19.49	14.39	3.89	9.74	16.03	-18.63
B-C	19.49	11.46	9.74	9.74	17.33	-17.33
C-D	19.49	14.39	9.74	3.89	18.63	-16.03

*Tableau IV.21 Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)*

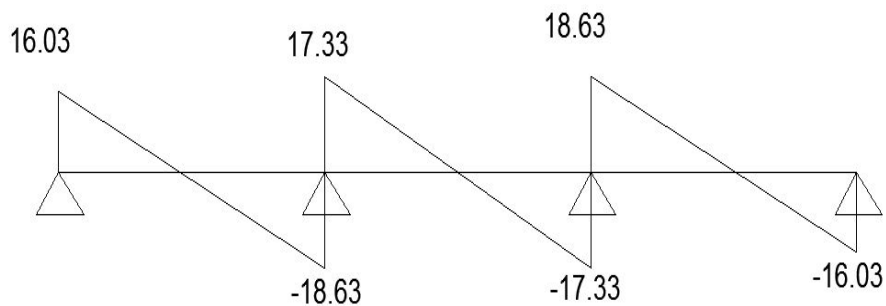
Travée	$M_0$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$M_\omega$ (kN.m)	$M_e$ (kN.m)	$T_\omega$ (kN)	$T_e$ (kN)
A-B	13.98	9.78	2.79	6.99	11.49	-13.36
B-C	13.98	7.69	6.99	6.99	12.43	-12.43
C-D	13.98	9.78	6.99	2.79	13.36	-11.49

*Tableau IV.22. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)*

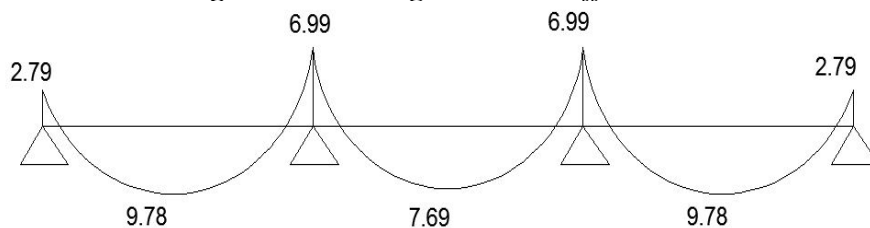
○ Représentation des sollicitations :



*Figure IV.14 Diagramme des moments à l'ELU*



*Figure IV.15 Diagramme des efforts à l'ELU*



*Figure IV.16 Diagramme des moments à l'ELS*

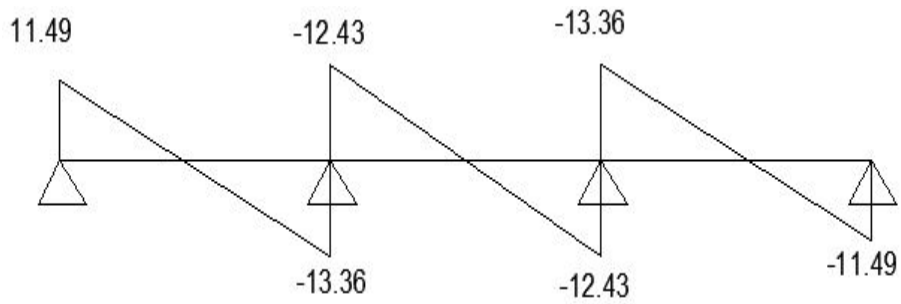


Figure IV.17 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

2) Poutrelles à 4 travées:

Travée	$M_0$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$M_\omega$ (kN.m)	$M_e$ (kN.m)	T0	$T_\omega$ (kN)	$T_e$ (kN)
A-B	20.37	15.04	4.07	10.18	17.71	16.38	-19.04
B-C	19.49	12.44	9.74	7.79	17.33	17.76	-16.89
C-D	19.49	12.44	7.79	9.74	17.33	16.89	-17.76
D-E	19.49	14.39	9.74	3.89	17.33	18.63	-16.03

Tableau IV.23. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	$M_0$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$M_\omega$ (kN.m)	$M_e$ (kN.m)	T0	$T_\omega$ (kN)	$T_e$ (kN)
A-B	14.61	10.22	2.92	7.30	12.70	11.75	-13.66
B-C	13.98	8.39	6.99	5.59	12.43	12.74	-12.12
C-D	13.98	8.39	5.59	6.99	12.43	12.12	-12.74
D-E	13.98	9.78	6.99	2.79	12.43	13.36	-11.49

Tableau IV.24. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS).

o Représentation des sollicitations :

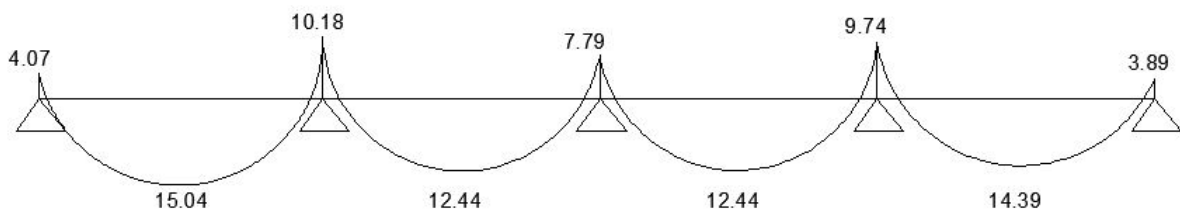
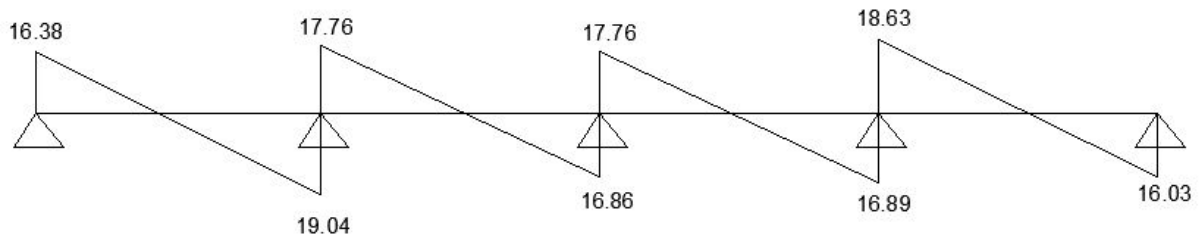
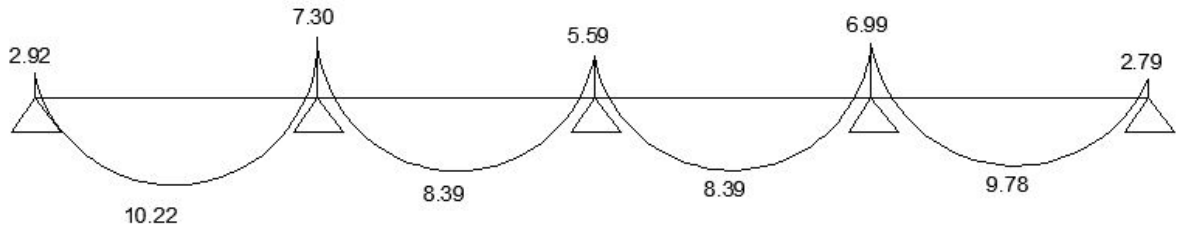


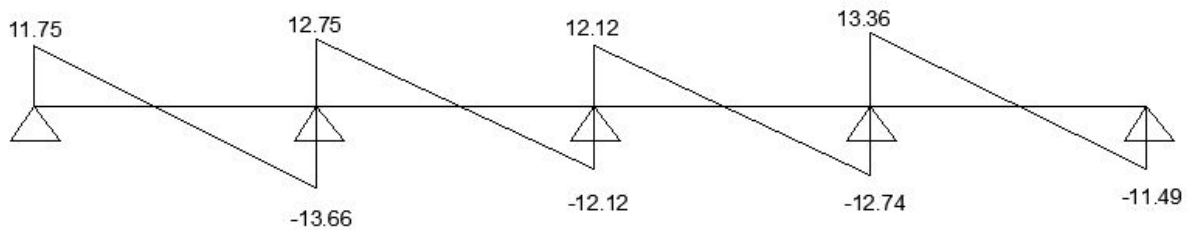
Figure IV.18 Diagramme des moments à l'ELU



**Figure IV.19** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



**Figure IV.20** Diagramme des moments à l'ELS



**Figure IV.21** Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

### IV.3.3.3 Ferrailage :

Comme les efforts des différents types de dispositions des poutrelles sont proches les uns des autres, alors le ferrailage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

	ELU			ELS	
	Ma	Mt	T	Ma	Mt
Sollicitation	10.18	15.09	19.04	7.3	10.22
Référence	Type 2	Type 2	Type 2	Type 2	Type 2

**Tableau IV.25.** Les valeurs les plus sollicitées sur les poutrelles

#### A) A l'ELU :

Acier : FeE4 ;  $\gamma_s = 1.5$  ;  $\sigma_s = 348$  MPa

Béton :  $f_{c28} = 5$  MPa ;  $\gamma_b = 1.5$  ;  $\sigma_b = 14.2$  MPa

$b = 65$  cm ;  $h = 20$  cm ;  $h_0 = 4$  cm ;  $d = 18$  cm ;  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa

	Mu(KN.m)	d(cm)	$\mu$	$\beta$	Acal (cm <sup>2</sup> /ml)	Achoisit(cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	15.09	18	0.0505	0.974	2.47	3T12=3.39
<b>Appuis</b>	10.18	18	0.034	0.983	1.65	2T12=2.26

**Tableau IV.26.** Calcule du ferrailage a l'ELU.

- **Conditions de non fragilité 1 :** selon le CBA93

$$A = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = B/1000 = 1.3$$

Donc: on adopte la section suivante :  $A = 3.39 \text{ cm}^2$

- **Conditions de non fragilité 2 :**

$$A = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = B/1000 = 0.24$$

- **Armatures transversales :**

- Vérification de contrainte de cisaillement :

$$V_{u \max} = 19.04 \text{ kN}$$

$$\tau_u = V_u / (b \cdot d) = 0.88 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\tau_u = 0.88 < \tau_{u \lim} = 3.33 \text{ (cv)}$$

- Espacement  $S_t$  :

$$S_t \leq \text{Min} [0.9d, 40\text{cm}] = 16.2\text{cm}$$

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

- Diamètre des armatures transversales  $\phi_t$  :

$$\text{On a: } \phi \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t \right] \rightarrow \phi \leq [5, 71; 12; 10]$$

$$\Rightarrow \phi_t = 6\text{mm.}$$

$$\Rightarrow a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0,28\text{cm}^2 \quad ; \quad n_t = 2. \Rightarrow A_t = a_t \cdot n_t = 0,56\text{cm}^2$$

- Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28} \cdot k)}{0.9 \cdot f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec  $k = 1$  (flexion simple) ;  $\alpha = 90^\circ$ .

$$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 150} = 0.0031 \geq \frac{1.15(0,88 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0 + 1)} = 0,0008 \text{ (cv)}$$

$$\frac{A_t \cdot f}{b_0 \cdot S_t} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

- **Au voisinage de l'appui :**



○ Appui de rive :

$$V_u \leq 0.4 \left( \frac{f_{c28}}{1.5} \right) b_0 \cdot a$$

Avec  $a = \text{Min} [b - c - 2 ; 0.9d] = \text{Min} [65 - 2 - 2 ; 0.9 \times 18] = 16,20 \text{ cm}$

$$V_u = 19.04 \text{ kN} \leq 0.4 \times \left( \frac{25}{1.5} \right) \times 120 \times 162 = 129,6 \text{ kN (cv)}$$

○ Appui intermédiaire :

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0 \cdot a} < 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 19.04 \times 10^3}{120 \times 162} = 1.96 \text{ MPa} < 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.667 \text{ MPa (cv)}$$

b) A l'ELS :

	M <sub>ser</sub> (kN.m)	A	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites
Travée	10.22	3.39	4.19	14.2	
Appuis	7.30	2.26	2.68	14.2	

**Tableau IV.27.** Vérification du ferrailage a l'ELS

• Vérification de la flèche :

(cnv)

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{12.18} = 0,01257 > \frac{3,6}{400} = 0.009 \text{ (cnv) Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.}$$

**Tableau III.28.** Vérification de la flèche

M(kN.m)	A(cm <sup>2</sup> )	y (cm)	ρ	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	μ	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>
7.3	3.39	7.43621358	0.01569444	0.836	143.101564	0.668429	2.61968227	1.17
I (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	L(m)	f <sub>i</sub> (mm)	f <sub>v</sub> (mm)	Δf(mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	Δf < f <sub>adm</sub>
21799.8332	8716.5369	14102.2189	0.046	0.000551	0.00102164	0.000471	0.092	cv

#### IV.3.3.4. Ferrailage de la dalle de compression:

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:

- 20cm [5 p.m (barres par mètre)] pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50 \text{ cm} < L = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$$

○ A<sup>⊥</sup>: armatures (⊥) aux poutrelles.

- A//: armatures (//) aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq 0.02.L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} ; A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Généralement les tables de compression sont ferrillées en treillis soudés soit le TLE 500 ou TLE 520, dans notre cas on considère le TLE 520.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

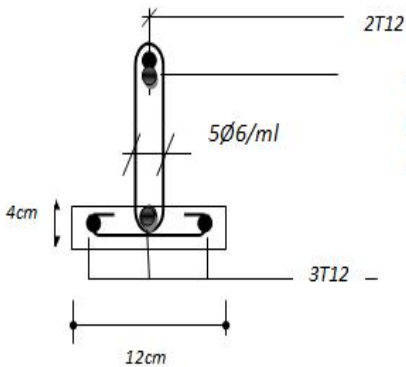
On choisira:  $A_{\perp} = 5 \varphi 5$

esp = 20cm.

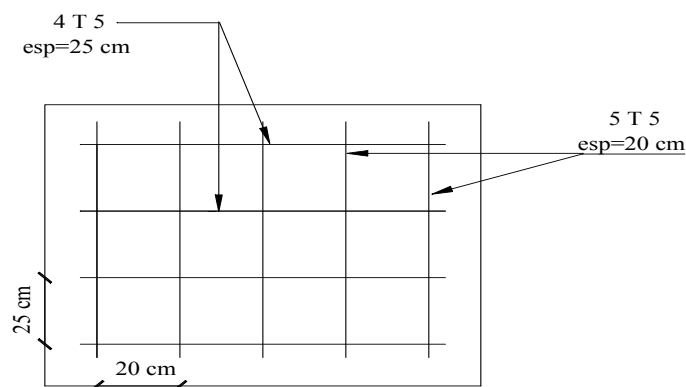
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25 \text{ cm}^2$$

On choisira:  $A_{//} = 4 \varphi 5$

St = 25 cm.



**Figure IV.15:** disposition constructive des armatures de Poutrelle.



**Figure IV.16:** disposition constructive des armatures de la table de compression

#### IV.4 Conclusion :

-Le calcul de ferrailage se fait à l'ELU et faire la vérification à l'ELS et RPA. On adopte pour les ferrillages suivant pour chaque section :

<b>Section</b>	<b>Armatures principales (Ap) en travée</b>	<b>Armatures principales (Ar) en appuis</b>
<b>acrotère</b>	4HA8	4HA6 « secondaire »
<b>escalier</b>	9HA12	9HA12
<b>Dalle pleine</b>	4HA12	4HA12
<b>Dalle machine</b>	5HA10	5HA10
<b>Plancher corps creux</b>	3HA12	2HA12

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the top and right. The scroll is outlined in black, and the top and right corners are shaded in light gray.

***CHAPITRE V***  
***Etude dynamique***

### V-1 Introduction :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

#### V.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisis, il est défini par la formule suivante:

$$\text{➤ } X_G = \frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- $W_i$  : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- $X_i$  et  $Y_i$  : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- $X_G$  et  $Y_G$  : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

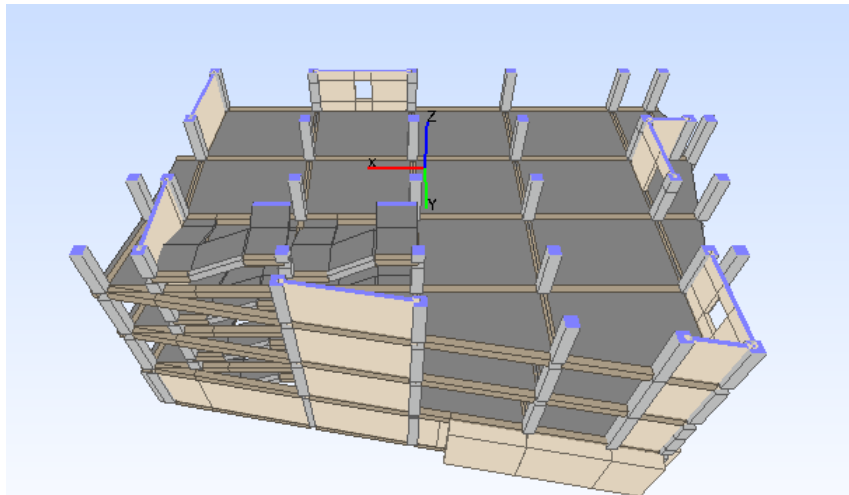


Figure V-1 : disposition des voiles

#### V.2.2. Centre de torsion :

**Le centre de torsion T est un point caractérisé par :**

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

**Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisis, il est défini par les formules suivantes :**

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- $I_x$  et  $I_y$  : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- $X_i, Y_i$  : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- $X_T, Y_T$  : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

### Il est rappelé que :

Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : 
$$I_x = \frac{bh^3}{12} ; I_y = \frac{hb^3}{12}$$

- pour les voiles pleins : 
$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12} ; I_y = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

- pour les voiles avec ouvertures : 
$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{A_0 \cdot (\alpha \cdot \xi)}{\alpha^2} + 1}$$

Avec :

$a_n$  : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left( \frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3} \right) \frac{20}{11} \dots & \text{si } n \leq 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

$I$  : inertie totale du refend.

$E$  : module d'élasticité du matériau constituant le refend.

$m$  : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

$I_i$  : moment d'inertie des trumeaux.

$A_j$  : aire des éléments du refend.

$2c$  : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

$a$  : demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w \cdot H_0$  (Coefficient du monolithisme des voiles).

$H_0$  : hauteur totale du refend.

Voile à une seule file d'ouverture : 
$$w^2 = \frac{3 \cdot i \cdot I \cdot c}{I_0 \cdot m \cdot a^3 \cdot H}$$

Voile à une deux d'ouvertures : 
$$w^2 = \frac{G}{3I \cdot H} \left[ 2 \left( \frac{ic^2}{a^3} \right) \right]$$

$H$  : hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$ : est une fonction de " $\alpha$ " et " $\xi$ " qui vaut :

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \cdot \frac{\text{sh } \alpha}{\text{ch } \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch } \alpha} \text{Si } \xi = 0.$$

Avec :  $\xi = \frac{x}{H}$  Si  $0 < \xi < 1$ .

$$A(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2} \xi + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3 \text{ch } \alpha} \cdot \text{sh } \alpha(1 - \xi) - \frac{2}{\alpha^2} \frac{\text{ch } \alpha \cdot \xi}{\text{ch } \alpha}$$

**Remarque : si  $\alpha > 10$ , on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.**

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Etage N°	Niveau (m)	$\sum I_x$ (m4)	$\sum I_y$ (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
6	27.54	3.856E+04	6.211E+04	8.160	8.981	3103.669	8.816	8.599
5	24.48	9.812E+04	1.400E+05	9.806	9.935	4964.270	11.105	8.129
4	21.08	1.849E+05	2.603E+05	9.603	9.602	5126.210	10.820	7.848
3	17.68	3.336E+05	4.573E+05	9.593	9.315	5453.982	10.905	7.888
2	14.28	5.320E+05	8.023E+05	9.362	9.288	5490.106	10.811	7.946
1	10.88	9.678E+05	1.545E+06	9.222	9.394	5467.115	10.738	8.122
RDC	7.48	2.573E+06	4.210E+06	8.896	10.082	5459.270	10.818	8.068
SSOL	3.91	7.548E+09	3.296E+10	5.207	13.234	11257.625	7.027	7.333

*Tableau V-1 : centre d'inertie et centre de masse*

### V.2.3. Excentricité :

#### a) Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \quad E_y = |Y_T - Y_G|$$

#### b) Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera que chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$E_x = 0,05 \cdot L_x$$

$$E_y = 0,05 \cdot L_y$$

**Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :**

Excentricité suivant  $L_x = 15 \% \cdot L_x = 4.55 \text{ m}$

Excentricité suivant  $L_y = 15 \% \cdot L_y = 3.08 \text{ m}$

Etage N°	Niveau (m)	Ex =  XR-XG  (m)	Ey =  YR-YG  (m)	Vérification
6	27.54	0.656	0.382	Ok
5	24.48	1.299	1.806	Ok
4	21.08	1.217	1.754	Ok
3	17.68	1.312	1.427	Ok
2	14.28	1.449	1.342	Ok
1	10.88	1.516	1.272	Ok
RDC	7.48	1.922	2.014	Ok
SSOL	3.91	3.556	2.633	Ok

**Tableau V-2 : Excentricité**

**c) . Effet de la torsion accidentelle : RPA99 V 2003 ► [Art 4.3.7] ◀**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**V.3. Choix de la méthode de calcul :**

**V.3.1. Introduction :**

**On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes :**

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Pour notre bloc la régularité en plan est vérifiée avec une hauteur qui dépasse les 23 m, donc selon le RPA99 V 2003 ► [Art 4.1.2] ◀, on va utiliser la méthode **dynamique modal spectrale**

**V.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :**

**a) . Principe :**

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

**b) . Modélisation :**

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

**c) . Le spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

- **Coefficient d'accélération A** : selon RPA99 version 2003 ► [Tab.4.1] ◀

- L'ouvrage est du « groupe 1B » (clinique recevant plus 300 personne ).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de de Médéa, commune MEDEA. (zone IIb).

Donc : A=0,25

- **facteur de correction d'amortissement η**:selon RPA99 version 2003 ►► [Tab.4.2] ◀◀ [1]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,763$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=10%).

- **coefficient de comportement R** : RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b] ◀◀ [1]

R = 3.5 ; Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003 ► [Art 3.5] ◀ :

- **facteur de qualité Q** : [RPA : Tab.4.4.] :

**Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :**

les pénalités sont rappelées dans le tableau suivant  $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les fils de contreventement	OUI	0	OUI	0
2	Redondance en plan	OUI	0	OUI	0
3	Régularité en plan	OUI	0	OUI	0
4	Régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0	OUI	0

**Tableau V-3 : Facteur de qualite**

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = 1$$

$$Q_y = 1$$

*e. périodes caractéristiques* : [RPA : Tab.4.7.]

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site S2.}$$

#### ***V.4. Résultats de l'analyse dynamique :***

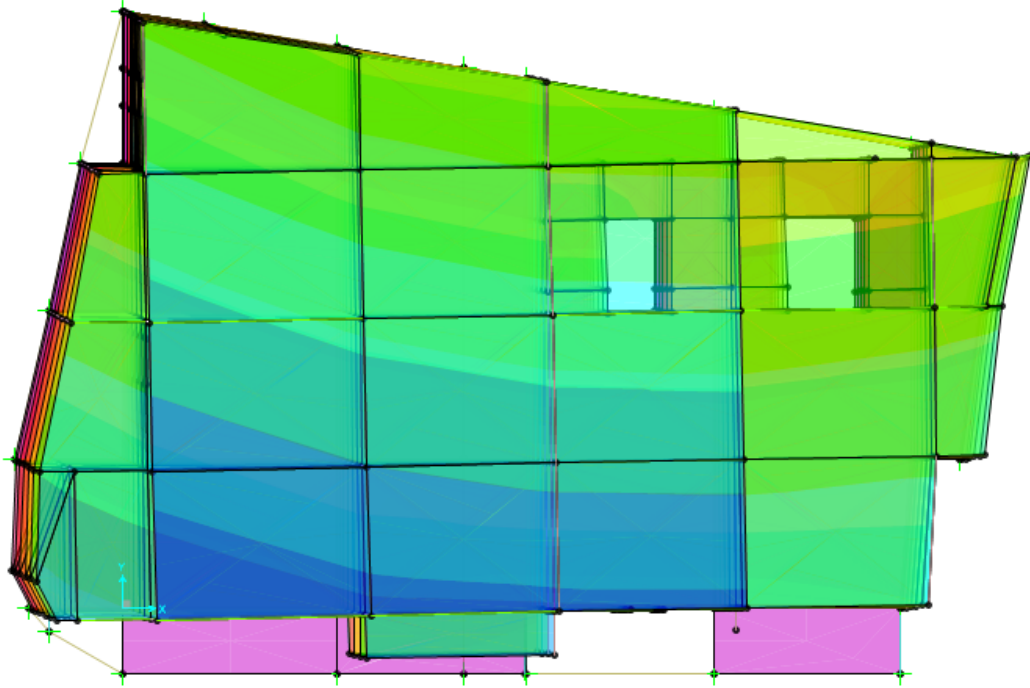
**Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :**

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

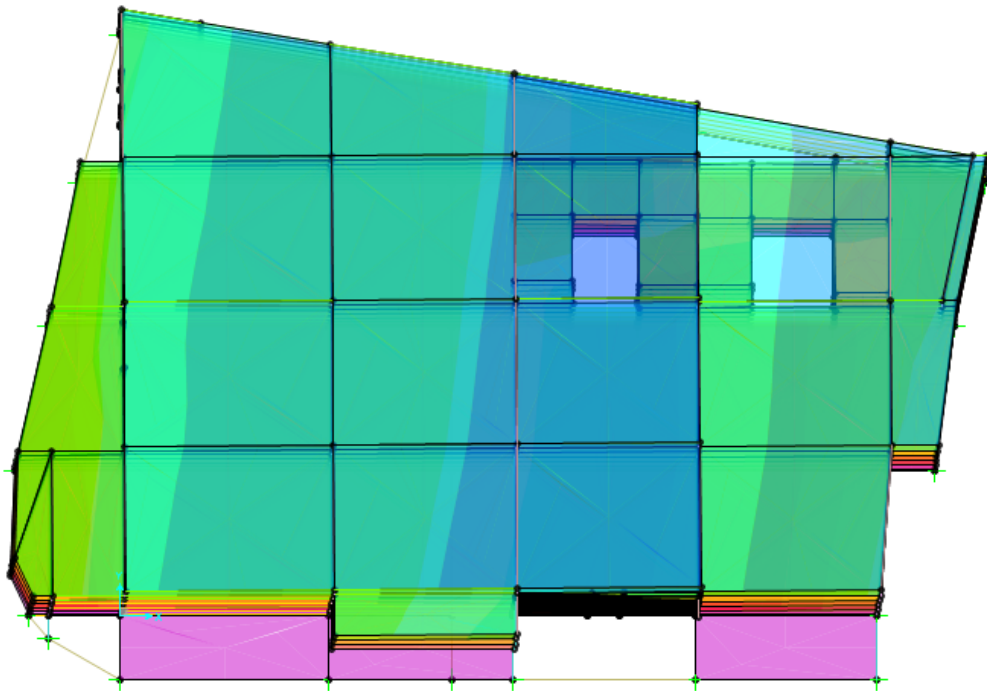
##### ***V.4.1. Vérification de comportement des trois premiers modes :***

Mode	Péride(s)	Ux	Uy	Rz
Mode 1	49%	48%	1%	3%
Mode 2	46%	1%	52%	2%
Mode 3	33%	4%	0%	49%

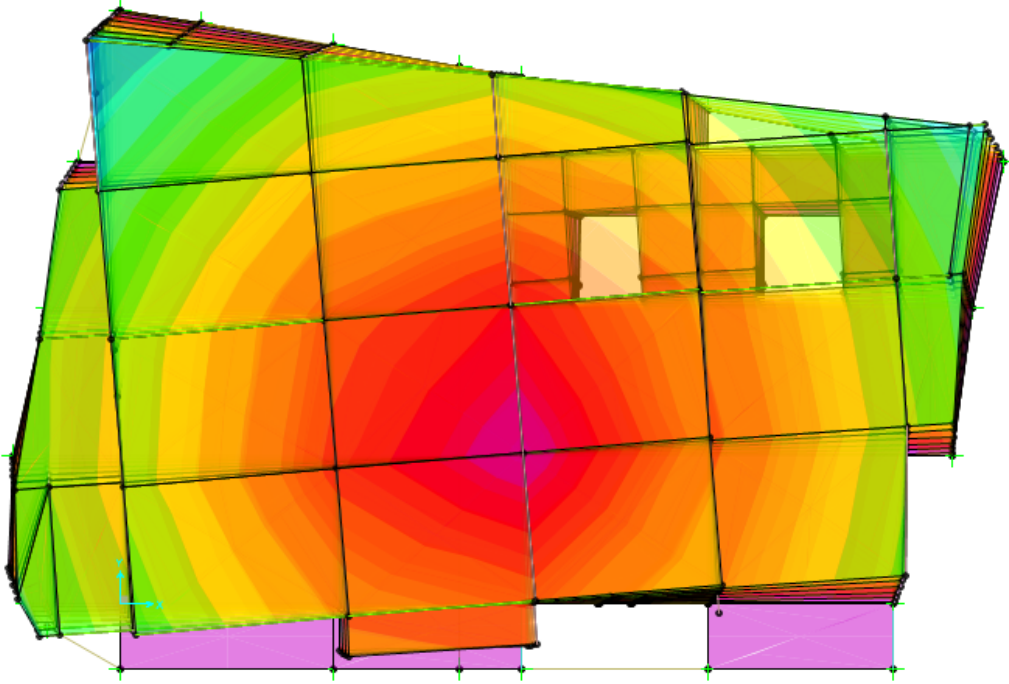
***Tableau.V.7 : Vérification de comportement des trois premiers modes***



*Fig.V.2. Comportement de 1er mode (translation pur suivant l'axe X)*



**Fig.V.3. Comportement de 2ème mode (translation pur suivant l'axe X)**



**Fig.V.4.comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z)**

**V.4.2.Vérification de participation massique : Selon RPA version 2003 ►►  
[Art 4.3.4. a] ◀◀ [1]**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Péride(s)	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
Mode 1	0.49	0.48	0.01	0.03	0.48	0.01	0.03
Mode 2	0.46	0.01	0.52	0.02	0.49	0.53	0.05
Mode 3	0.33	0.04	0.00	0.49	0.53	0.54	0.54
Mode 4	0.105	0.497	15.054	0.042	58.215	68.682	55.315
Mode 5	0.095	0.029	0.028	0.028	58.244	68.71	55.342
Mode 6	0.091	0.524	0.053	0.837	58.768	68.763	56.179
Mode 7	0.09	1.934	0.067	4.382	60.702	68.829	60.561
Mode 8	0.09	2.438	0.062	5.295	63.14	68.891	65.857
Mode 9	0.086	0.01	0.001	0.02	63.149	68.893	65.876
Mode 10	0.079	0	0.006	0	63.149	68.899	65.877
.	.	.	.	.	.	.	.

Mode 124	0.003	0	0.006	0	86.256	89.115	65.877
Mode 125	0.003	0	0.006	0	86.875	89.947	65.877
Mode 126	0.003	0	0.006	0	87.41	90.045	65.877
Mode 127	0.003	0	0.006	0	87.98	90.456	65.877
Mode 128	0.003	0	0.006	0	88.76	90.53	65.877
Mode 129	0.003	0	0.006	0	89.23	91.14	65.877
Mode 130	0.003	0	0.006	0	90.12	91.41	65.877

**Tableau.V.8 : Vérification de participation massique**

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 130ème mode alors

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄ [1] le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq 3 \sqrt{N}$  et  $T_K \leq 0.20$  sec

Où :

N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et TK la période du mode K.

**V.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :** Selon RPA version 2003

►► [Art 4.2.6] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismique à la base Ed obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que :  $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄ [1]

$$V_x = V_y = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.10 \times 39596.678}{5} = 4802.09 \text{ KN}$$

$E_{dx}$ KN	W KN	$V_{sx}$ KN	$E_{dx}/V_{sx}$	Vérification
3995.476	56.11			
569.945	45.66	7893.84481	0.506	N.Vérifier
56.11	62649.57			
$E_{dy}$ KN	W KN	$V_{sy}$ KN	$E_{dy}/V_{sy}$	Vérification
569.945	56.11			
<b>4054.03</b>	45.66	6954.10138	0.581	N.Vérifier
0.00	62649.57			

**Tableau. V.9 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$\frac{V_x}{E_{dx}} 0.8 = 1.60$$

$$\frac{V_y}{E_{dy}} 0.8 = 1.38$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x ( $E_{dx}$ ) dans la combinaison, par le coefficient '1.6'.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y ( $E_{dy}$ ) dans la combinaison, par le coefficient '1.38'

Donc :

$$E_{dX} = 6392.67 \text{ KN}$$

$$E_{dY} = 5582.13 \text{ KN}$$

**V.4.4. Vérification de la stabilité au renversement :** Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◀◀ [1]

Le moment de renversement est égal à :  $M_{Rx} = h_i \cdot F_{ix}$  et  $M_{Ry} = h_i \cdot F_{iy}$

Avec :

- $F_{ix}, F_{iy}$  : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- $h_i$  : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

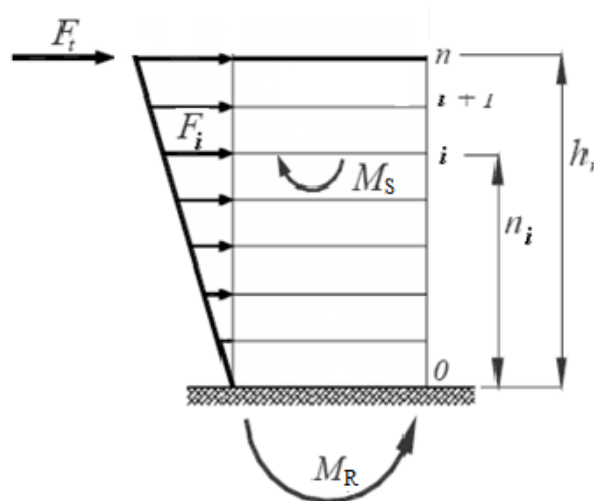
Le moment de stabilité est égal à :  $M_{sx} = W \cdot X_G$  et  $M_{sy} = W \cdot Y_G$

Avec :

$X_G, Y_G$ : les coordonnées du centre de géométrie de la structure

$W_i$  : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que :  $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$



**Fig. V.5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.**

**a) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : RPA version 2003**

►► [Art 4.4.1] ◀◀ [1]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 TV$  où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(v - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où

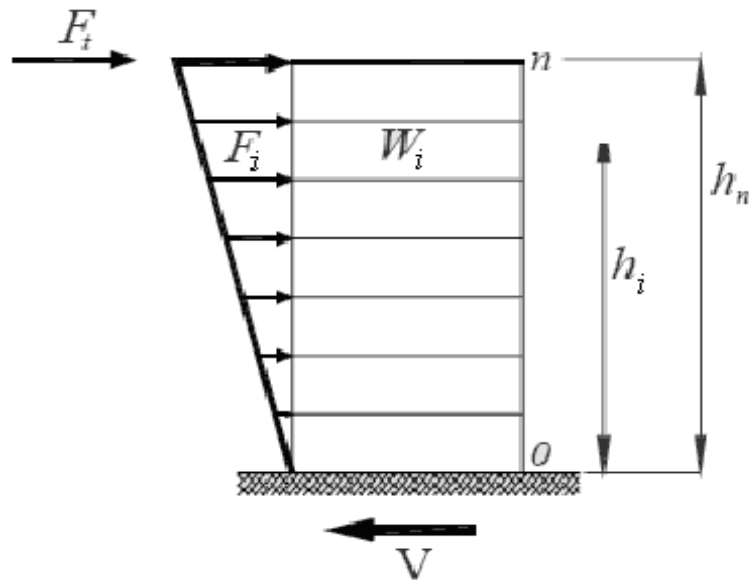
$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : niveau du plancher quelconque

$W_i, W_j$  : poids revenant aux plancher  $i, j$

Car on a  $T < 0.7$  donc  $F_t = 0$  KN



*Fig.V.6. Distribution des forces sismique*

Etage N°	Niveau (m)	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
6	27.54	3103.67	27.54	85475.07	814.82	739.43
5	24.48	4964.27	24.48	121525.33	1158.48	1051.30
4	21.08	5126.21	21.08	108060.51	1030.12	934.82
3	17.68	5453.98	17.68	96426.37	919.22	834.17
2	14.28	5490.11	14.28	78398.77	747.36	678.22
1	10.88	5467.11	10.88	59482.16	567.03	514.57
RDC	7.48	5459.27	7.48	40835.34	389.28	353.26
SSOL	3.91	11257.62	3.91	44017.29	419.61	380.79

*Tableau.V.10 : Les forces sismiques de chaque niveau*

b) *Moment de renversement :*

Etage N°	Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
----------	------------	----------	----------	-------------	-------------

6	27.54	814.82	739.43	22440.15	20364.02
5	24.48	1158.48	1051.30	28359.63	25735.83
4	21.08	1030.12	934.82	21715.01	19705.96
3	17.68	919.22	834.17	16251.76	14748.17
2	14.28	747.36	678.22	10672.34	9684.95
1	10.88	567.03	514.57	6169.33	5598.55
RDC	7.48	389.28	353.26	2911.79	2642.40
SSOL	3.91	419.61	380.79	1640.67	1488.88
			$\Sigma M_r$	116706.720	101907.8

**Tableau.V.11 : Calcul du moment de renversement**

**c) Moment stabilisant :**

Etage N°	Niveau (m)	Fix(KN)	Fiy(KN)	M <sub>sx</sub> (KN.m)	M <sub>sy</sub> (KN.m)	
6	27.54	851.80	743.79	26526.89	27533.66	
5	24.48	1222.02	1067.06	40073.04	56191.07	
4	21.08	1099.98	960.49	409811.58	57191.07	
3	17.68	983.43	858.73	43938.45	61667.9	
2	14.28	800.12	698.66	44582.67	61665.8	
1	10.88	607.14	530.15	45371.98	61014.96	
RDC	7.48	416.99	364.12	45011.29	61399.52	
SSOL	3.91	411.29	359.14	71043.09	78694.85	
				$\Sigma M_s$	357529	465289.5

**Tableau.V.12 : Calcul du moment stabilisant**

Donc il faut vérifier que  $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

M <sub>Rx</sub> (KN.m)	M <sub>Ry</sub> (KN.m)	M <sub>sx</sub> (KN.m)	M <sub>sy</sub> (KN.m)	M <sub>sx</sub> /M <sub>ry</sub>	M <sub>sy</sub> /M <sub>rx</sub>	Vérification
110106.720	99968.76	357529	465289.5	3.24	4.65	Oui

**Tableau.V.13 : Vérification de stabilisation**

**Commentaire :**

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

**V.4.5. Vérification des déplacements en tête et inter-étages :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

➤  $\delta_k = \delta_{ek} * R$  [selon RPA99 version2003 : ► Art 4.4.3 ◀]



- $\delta_{ek}$ : Déplacement du aux forces séismiques  $F_i$ .
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

- $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$  [selon RPA99 version 2003 : ► Art 4.4.3 ◀]

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser  $0.01h_e$

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastree à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec :  $\bar{\delta} = H/250$

$\bar{\delta}$  : Déplacement admissible de la structure.

Etage N°	Niveau (m)	$\delta_x$ (cm)	$\delta_x.R$ (cm)	$\Delta X$ (cm)	$0,01.h_e$ (cm)	Vérification
6	27.54	1.79	6.27	0.88	3.06	Ok
5	24.48	1.54	5.39	1.12	3.40	Ok
4	21.08	1.22	4.27	1.08	3.40	Ok
3	17.68	0.91	3.19	1.02	3.40	Ok
2	14.28	0.62	2.17	0.94	3.40	Ok
1	10.88	0.35	1.23	0.74	3.40	Ok
RDC	7.48	0.14	0.49	0.49	3.57	Ok
SSOL	3.91	0.00	0.00	0.00	3.91	Ok

Tableau. V.15 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X

Etage N°	Niveau (m)	$\delta_y$ (cm)	$\delta_y.R$ (cm)	$\Delta Y$ (cm)	$0,01.h_e$ (cm)	Vérification
6	27.54	1.50	5.25	0.73	3.06	Ok
5	24.48	1.29	4.52	0.91	3.40	Ok
4	21.08	1.03	3.61	0.95	3.40	Ok
3	17.68	0.76	2.66	0.87	3.40	Ok
2	14.28	0.51	1.79	0.81	3.40	Ok
1	10.88	0.28	0.98	0.59	3.40	Ok
RDC	7.48	0.11	0.39	0.39	3.57	Ok
SSOL	3.91	0.00	0.00	0.00	3.91	Ok

Tableau. V.16 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y

#### V.4.7. Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

**a-les poutres** : Selon CBA93 ► [Art A.5.1] ◄ :

$$\tau_{\max} = \frac{T}{bd}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Map} \right]$$

il faut vérifier que :  $\tau_{\max} \leq \bar{\tau}$

Elément	b (cm)	h (cm)	T (KN)	combinaison	$\tau$ (MPa)	$\tau$ adm (MPa)	$\tau_{\max} \leq \bar{\tau}$
Longrine 30*40	0.3	0.4	13.087	1,35.G+1,5.Q	0.116	3.33	
Poutre paliere	0.3	0.4	148.637	G+Q+EdX	1.321	3.33	
PP30*50	0.3	0.3	169.868	1,35.G+1,5.Q	2.059	3.33	
PP35*50	0.35	0.5	208.044	G+Q+EdY	1.251	3.33	
PS 30*35	0.3	0.35	115.549	G+Q+EdX	1.185	3.33	
PS 30*40	0.3	0.4	123.654	1,35.G+1,5.Q	1.03	3.33	

Tableau.V.17 : Vérification de cisaillement des poutres

**V.4.8. Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003 ►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [1]**

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

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

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

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

Element	b (m)	h (m)	N (KN)	Bc (cm <sup>2</sup> )	combinaison	T/Bc.Fc28	Vérification
Pot55*55	0.55	0.55	2057.858	280900	G+Q+EdY	0.293	0.3
Pot35*35	0.35	0.35	112.253	108900	G+Q+EdX	0.041	0.3

Tableau.V.20 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

**V.4.9. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003 ► [Art 5.9] ◄**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

►  $V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k".

►  $\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

►  $h_k$ : hauteur de l'étage « k ».

Si  $0.10 < \theta \leq 0.20$ , Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

Si  $\theta > 0.20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Etage N°	Niveau (m)	hk	W <sub>i</sub> (kN)	T <sub>x</sub>	$\Delta_{kx}$ cm	$\theta_{kx}$	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
6	27.54	3.4	3126.69	1351.240	0.88	0.005989	Oui
5	24.48	3.4	5046.35	1201.941	1.12	0.01383	Oui
4	21.08	3.4	5275.01	1648.377	1.08	0.010165	Oui
3	17.68	3.4	5623.04	2473.153	1.02	0.006821	Oui
2	14.28	3.4	5664.17	3306.175	0.94	0.004737	Oui
1	10.88	3.4	5641.18	4900.491	0.74	0.002505	Oui
RDC	7.48	3.57	5635.57	10644.069	0.49	0.000727	Oui
SSOL	3.91	3.91	10633.60	7405.967	0.00	0	Oui

Tableau.V.21 : Vérification l'effet P- $\Delta$  sens x

Etage N°	Niveau (m)	hk	W <sub>i</sub> (kN)	T <sub>y</sub>	$\Delta_{ky}$ cm	$\theta_{ky}$	Vérification $\theta_{ky} \leq 0.1$
6	27.54	3.4	3126.69	1204.097	0.73	0.005575	Oui
5	24.48	3.4	5046.35	2147.848	0.91	0.006288	Oui
4	21.08	3.4	5275.01	2933.839	0.95	0.005024	Oui
3	17.68	3.4	5623.04	3648.083	0.87	0.003944	Oui
2	14.28	3.4	5664.17	4267.239	0.81	0.003162	Oui
1	10.88	3.4	5641.18	4760.027	0.59	0.002057	Oui
RDC	7.48	3.57	5635.57	5138.494	0.39	0.001198	Oui
SSOL	3.91	3.91	10633.60	9048.753	0.00	0	Oui

Tableau.V.22 : Vérification l'effet P- $\Delta$  sens Y

### V.5.Conclusion :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. et on a terminé avec les dimensions suivante :

**a) Poteaux :**

- 55 x 55 pour tous les niveaux appart
- les 6 poteaux qui portes les 2 cages d'escalier 60x60 pour le sous sole 55x55 pour le reste des niveaux

**b) Poutres :**

- (35x50) pour le rdc, 1<sup>er</sup> 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage
- (30x50) pour le 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> et dernier étage

**c) Voile :**

- Une épaisseur de 20 pour les voiles périphérique et de contreventement

La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferrailage correct.

A decorative scroll graphic with a black outline and grey shading on the rolled-up ends, framing the chapter title.

***CHAPITRE VI***  
***Ferraillage des éléments principaux***

## VI.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E.L.U :  $1,35G + 1,5Q$
  - E.L.S :  $G + Q$
- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - $G + Q \pm E$
  - $0,8 G \pm E$

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

## VI.2. Ferrailage des poutres :

### VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :  
**On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :**

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_b = 1,15$	$\gamma_s = 1,00$
$\sigma_b = 25 \text{ Mpa}$	FeE 400	$\sigma_b = 25 \text{ Mpa}$	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$	$\overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa}$	$\overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ Mpa}$	$\overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa}$

Tableau VI-1 : données de calcul

### VI.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

**Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.**

**Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :**

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

**Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.**

**La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en Zone II.**

#### VI.2.2.b. Armatures transversales :

**La quantité d'armatures transversales est donnée par :  $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$ .**

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $St \leq h/2$  en Zone courante.
- $St \leq \min(h/4 ; 12\phi)$  en zone nodale.

**1- Ferrailage longitudinal des poutres principales et secondaires :**

niveau	position	type	N°	combinaison	Mu	ACALCULE	ACHOISI
terrasse 30*50	travée	intermédiaire	34	ELU	133.94	8.8	3 * HA 16 + 2 * HA 14 = 9.11cm <sup>2</sup>
		rive	1	ELU	51.58	3.2	3 * HA 12 = 3.39cm <sup>2</sup>
	appuis	intermédiaire	31	ELU	88.8	5.6	3 * HA 14 + 1 * HA 12 = 5.75cm <sup>2</sup>
		rive	876	ACC	77.61	4.2	3 * HA 14 = 4.62cm <sup>2</sup>
5,4 30*50	travée	intermédiaire	764	ELU	100.11	6.4	3 * HA 16 + 1 * HA 14 = 7.57cm <sup>2</sup>
		rive	15	ELU	65.35	4.1	3 * HA 14 = 4.62cm <sup>2</sup>
	appuis	intermédiaire	695	ELU	156.15	10.4	3 * HA 16 + 3 * HA 14 = 10.65cm <sup>2</sup>
		rive	169	ACC	101.88	5.6	3 * HA 14 + 1 * HA 12 = 5.75cm <sup>2</sup>
3,2,1 RDC et SSOL 35*50	travée	intermédiaire	138	ELU	122.01	7.9	3 * HA 16 + 2 * HA 14 = 9.11cm <sup>2</sup>
		rive	510	ACC	134.26	7.6	3 * HA 16 + 2 * HA 14 = 9.11cm <sup>2</sup>
	appuis	intermédiaire	563	ACC	188.15	10.9	4 * HA 16 + 2 * HA 14 = 11.12cm <sup>2</sup>
		rive	510	ACC	190.12	11.1	4 * HA 16 + 2 * HA 14 = 11.12cm <sup>2</sup>

**Tableau .VI.2: Ferrailage longitudinal des poutres principales**

NIV	position	type	N°	comb	Mu	ACALCUL E	ACHOISI
terrasse (30*35)	appuis	intermédiaire	874	ACC	53.73	4.4	3 * HA 14 = 4.62cm <sup>2</sup>
		rive	87	ACC	73.37	6.1	3 * HA 14+1 * HA 14 = 6.16cm <sup>2</sup>
5,4 étage (30*35)	appuis	intermédiaire	762	ACC	-88.65	7.5	3 * HA 14 + 3 * HA 12 = 8.01cm <sup>2</sup>
		rive	747	ACC	82.15	6.9	5 * HA 14 = 7.70cm <sup>2</sup>
3,2,1 RDC et SSOL (30*40)	appuis	intermédiaire	613	ACC	117.58	8.7	3 * HA 14 + 2 * HA 14 + 1 * HA 12 = 8.83cm <sup>2</sup>
		rive	598	ACC	-107.82	7.9	3 * HA 14 + 3 * HA 12 = 8.01cm <sup>2</sup>

**Tableau .VI.3: Ferrailage longitudinal des poutres secondaire**

**VI.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :**

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule

➤  $\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ . et on doit vérifier que  $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ .

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

➤  $\overline{\sigma}_s = \min((2/3) * f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}) = 202 \text{ MPa}$  et on doit vérifier que  $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ .

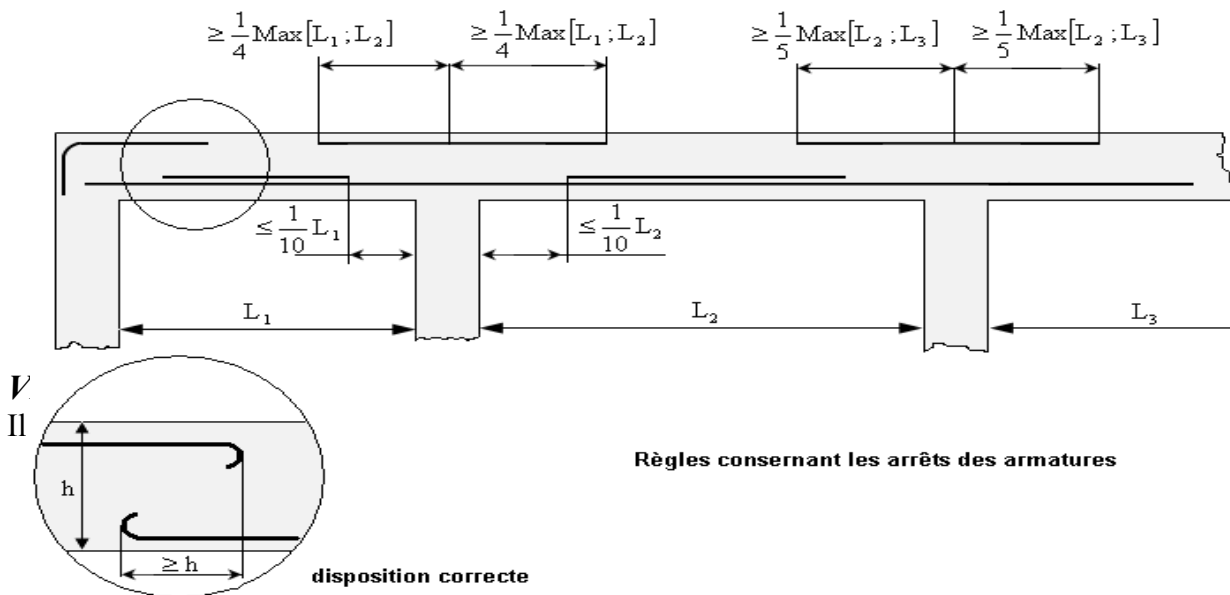
Niveau	Position	A <sub>choisi</sub>	N°	M <sub>ser</sub>	$\sigma_b$ Mpa	$\overline{\sigma}_b$ Mpa	$\sigma_s$ Mpa		vérification
terrasse 30*50	travée	13.73	34	97.98	8.1	15	-	-	cv
	appuis	11.78	31	64.81	5.7	15	-	-	cv
	travée	13.6	764	71.93	6	15	-	-	cv

5,4 30*50	appuis	16.68	695	112.3	8.8	15	-	-	cv
	travée	16.08	138	86.85	6.2	15	-	-	cv
3,2,1 rdc et ssol 35*50	appuis	17.15	510	133.1	9.3	15	190.1	201.63	CV

Tableau .VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale

NIV	position	A <sub>choisi</sub>	N°	M <sub>ser</sub>	$\sigma_b$ Mpa	$\sigma_b$ Mpa	$\sigma_s$ Mpa	$\sigma_s$ Mpa	vérification
terrasse (30*35)	travée	9.24cm2	874	22.81	4.1	15	88.3	201.63	Cv
	appuis	10.78	874	26.33	4.5	15	87.8	201.63	Cv
5,4 étage (30*35)	travée	9.24	815	27.93	5	15	-	-	Cv
	appuis	12.63	815	30.24	4.9	15	-	-	Cv
3,2,1 RDC et SSOL (30*40)	travée	9.24	613	36.15	5.1	15	-	-	Cv
	appuis	13.45	613	37.57	4.7	15	-	-	Cv

Tableau .VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire



NIV	position	type	Achoisi	Amin	Amax
terrasse (30*50)	intermédiaire	appuis	14.86	7.5	60
		travée			
5eme,4eme (30*50)	intermédiaire	appuis	18.22	7.5	60
		travée			
3eme 2eme 1er RDC SSOL	intermédiaire	appuis	20.23	8.75	70
		travée			

(35\*50)

**Tableau VI-6: Vérification de ferrailage des poutres principales selon RPA**

NIV	position	type	Achoisi	Amin
Terrasse 30*50	intermédiaire	appuis	14.86	1.5
		travée		
5eme,4eme 30*50	intermédiaire	appuis	18.22	1.5
		travée		
3eme 2eme 1er RDC et SSOL 35*50	intermédiaire	appuis	20.23	1.75
		travée		

**Tableau VI-7: Vérification de ferrailage des poutres principales SELON CBA**

NIV	position	type	Achoisi	Amin	Amax
Terrasse 30*35	rive	appuis	11.5	5.25	42
		travée			
5eme,4eme 30*35	intermédiaire	appuis	14.89	5.25	42
		travée			
3eme 2eme 1er RDC et SSOL 35*40	intermédiaire	appuis	17.27	6	48
		travée			

**Tableau VI-8: Vérification de ferrailage des poutres secondaire selon RPA**

NIV	position	type	Achoisi	Amin
Terrasse 30*35	intermédiaire	appuis	11.5	1.05
		travée		
5eme,4eme 30*35	intermédiaire	appuis	14.89	1.05
		travée		
3eme 2eme 1er RDC et SSOL 30*40	intermédiaire	appuis	17.27	1.2
		travée		

**Tableau VI-9: Vérification de ferrailage des poutres secondaires selon CBA**



### VI.2.6. Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

- Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) :

$$\tau^{\max} \leq \bar{\tau}$$

Avec :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Fissuration $\bar{\tau}$	poutres de rive	poutres intermédiaires
		la fissuration est préjudiciable Min $[0.15 ; \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa}]$

**Tableau VI-10 : Lois de la contrainte**

niveau	Position	type	N°	combinaison	T	$\zeta$	$\zeta$	$\zeta < \zeta$
terrasse (30*50)	Appuis	intermédiaire	34	ELU	148.4	1.041	3.33	cv
		rive	1	ELU	85.4	0.599	2.5	cv
5,4 (30*50)	Appuis	intermédiaire	695	ELU	169.73	1.19	3.33	cv
		rive	169	ELU	121.12	0.85	2.5	cv
3,2,1 (35*50) RDC et SSOL	Appuis	intermédiaire	138	ELU	204.7	1.23	3.33	cv
		rive	106	ELU	162.4	0.98	2.5	cv

**Tableau VI-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales**

NIV	Position	type	N°	combinaison	T	$\zeta$	$\zeta_{\text{bar}}$	$\zeta < \zeta_{\text{bar}}$
terrasse (30*35)	Appuis	intermédiaire	874	ACC	53.33	0.508	4.34	CV
		rive	87	ACC	138.8	1.32	3.26	CV
5,4 étage (30*35)	Appuis	intermédiaire	762	ACC	169	1.6	4.34	CV
		rive	748	ACC	64.55	0.62	3.26	CV
3,2,1 RDC et SSOL (30*40)	Appuis	intermédiaire	613	ACC	231.58	1.9	4.34	CV
		rive	598	ACC	76.98	0.64	3.26	CV

**Tableau VI-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires**

### VI.2.7. Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par  $\varnothing_t \leq \min [h/35 ; b/10]$  Selon le CBA93 ➤ [Art A.6.4.2] ◀

L'espaceur entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- Selon le RPA 99 version 2003 ➤ [Art 7.5.2.2] ◀

- $St = \min [h/4 ; 12\varnothing_t]$  ..... [Zone nodale]
- $St \leq h/2$  ..... [Zone courant]
- $St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

- Selon le CBA93 ➤ [art A.5.1.2.2] ◀ :

- $St = \min [0.9d ; 40\text{cm}]$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa}$
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{c28} \cdot K)}{0.9f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales ( $A_t$ ), ainsi que leurs espacements ( $S_t$ ) pour chaque poutre sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	Tu (MPa)	CBA 93		RPA 99		S <sub>t</sub> adopté (cm)			At choisie (cm <sup>2</sup> )
			S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (nodale) (cm)	S <sub>t</sub> (courant) (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (nodale) (cm)	S <sub>t</sub> (courant) (cm)	
Terrasse	30*50	0.508	42.75	1.29	12.5	25	1.125	10	15	4Ø8 =2.01
5 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	30*50	1.600	42.75	1.29	12.5	20	1.125	10	15	4Ø8 =2.01
3 <sup>eme</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 1 <sup>er</sup> RDC ET SSOL	35*50	1.900	42.75	1.50	12.5	20	1.125	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau .VI.13 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales

Niveau	B (cm <sup>2</sup> )	τ <sub>u</sub> (Mpa)	CBA 93		RPA 99		St adopté (cm)			At choisie (cm <sup>2</sup> )
			St (cm)	At(cm <sup>2</sup> )	St(nodale) (cm)	St(courant) (cm)	At(cm <sup>2</sup> )	St (nodale) (cm)	St (courant) (cm)	
Terrasse	30*35		31.5	0.94	8.75	22.5	1.01	10	15	4Ø8

5 <sup>eme</sup> et 4 <sup>eme</sup>	30*35	1.39									=2.01
		1.6	31.5	0.94	8.75	22.5	1.01	10	15	4Ø8	=2.01
3 <sup>eme</sup> , 2 <sup>eme</sup> 1 <sup>er</sup> RDC et SSOL	30*40	1.9	36	0.94	10	22.5	0.95	10	15	4Ø8	=2.01

Tableau .VI.14 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires

### VI.2.8.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

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

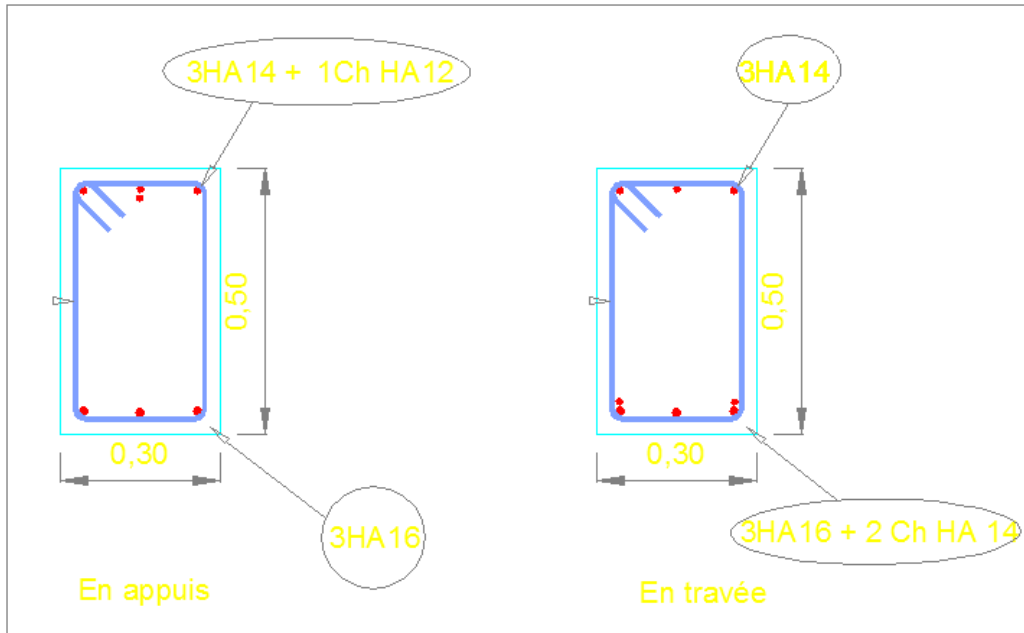
$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\triangleright \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

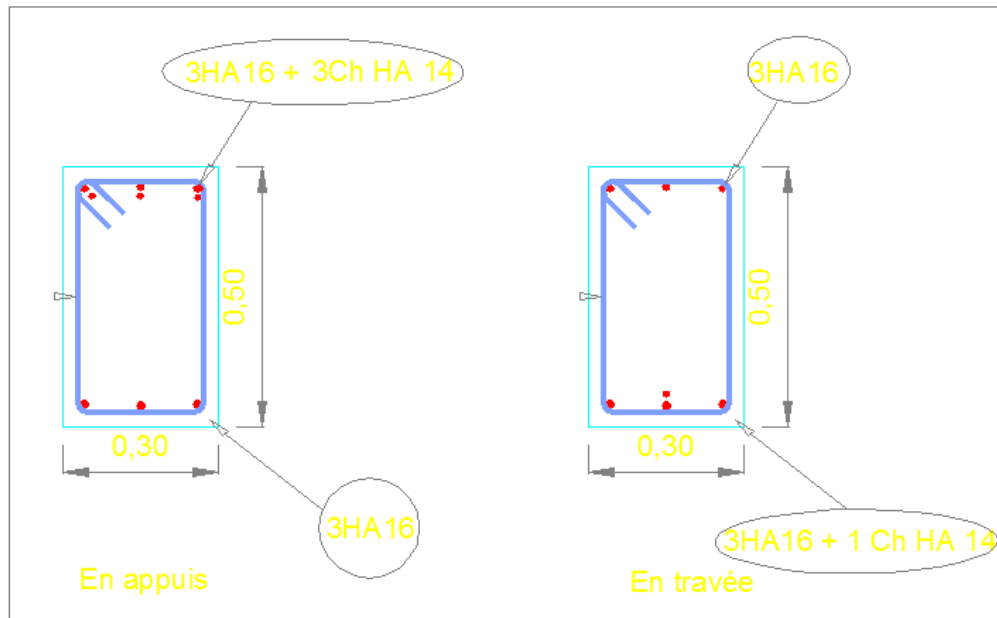
Niveau	B (cm2)	1 <sup>ère</sup> condition			2 <sup>ème</sup> condition			3 <sup>ème</sup> condition		
		$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	30*35	0.076	0.062	C.V	0.76	0.085	C.N.V	0.006	0.010	C.V
	30*40	0.087	0.062	C.V	0.87	0.085	C.N.V	0.007	0.010	C.V
	30*50	0.085	0.062	C.V	0.77	0.085	C.N.V	0.005	0.010	C.V
	35*50	0.085	0.062	C.V	0.77	0.085	C.N.V	0.007	0.010	CV

Tableau .VI.15 : Vérification de la flèche des poutres

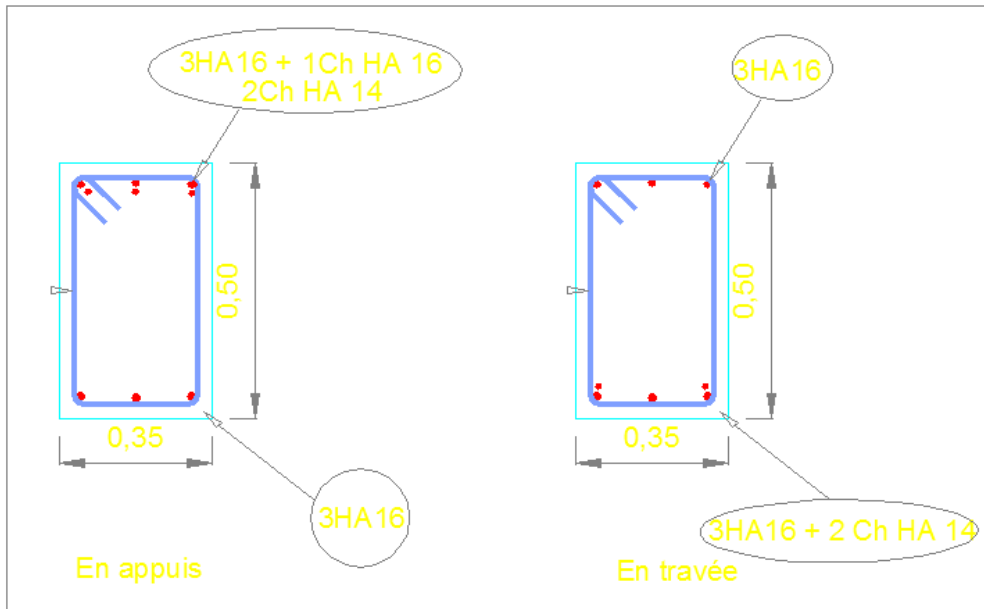
Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.



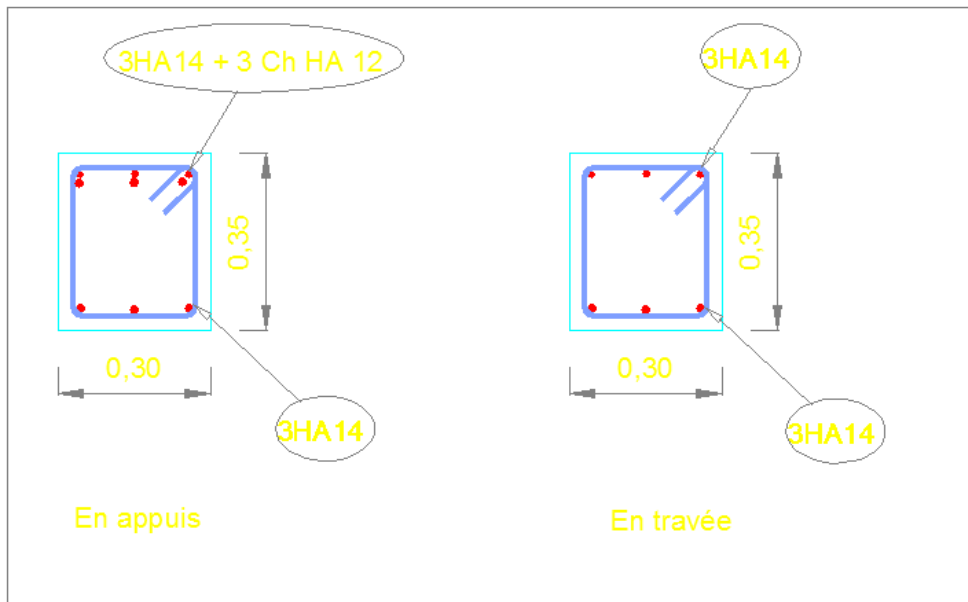
**Figure VI-2 : Ferrailage poutre principale terrasse**



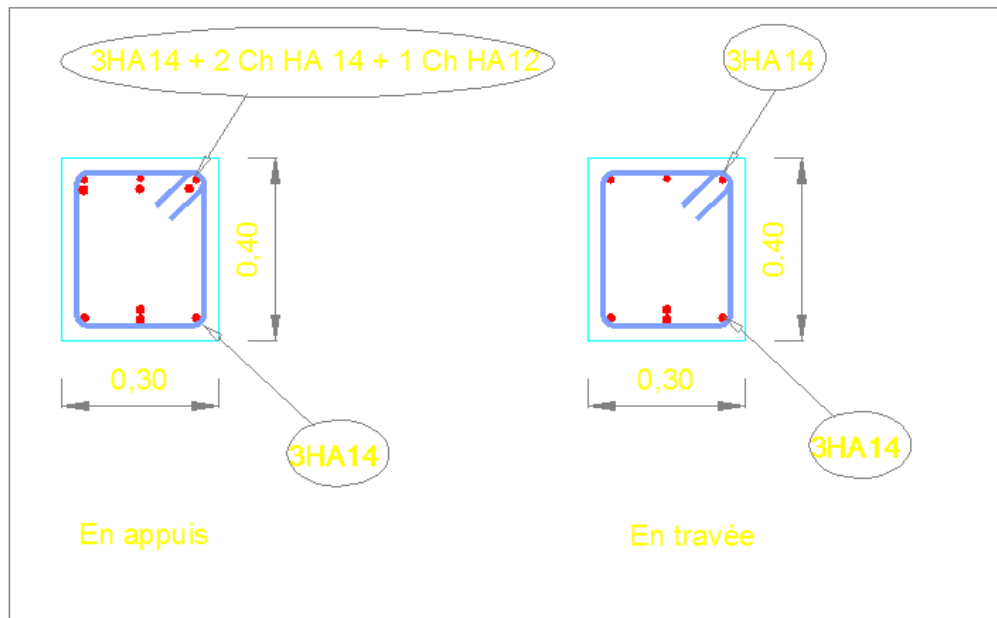
**Figure VI-3 : Ferrailage poutre principale 5<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage**



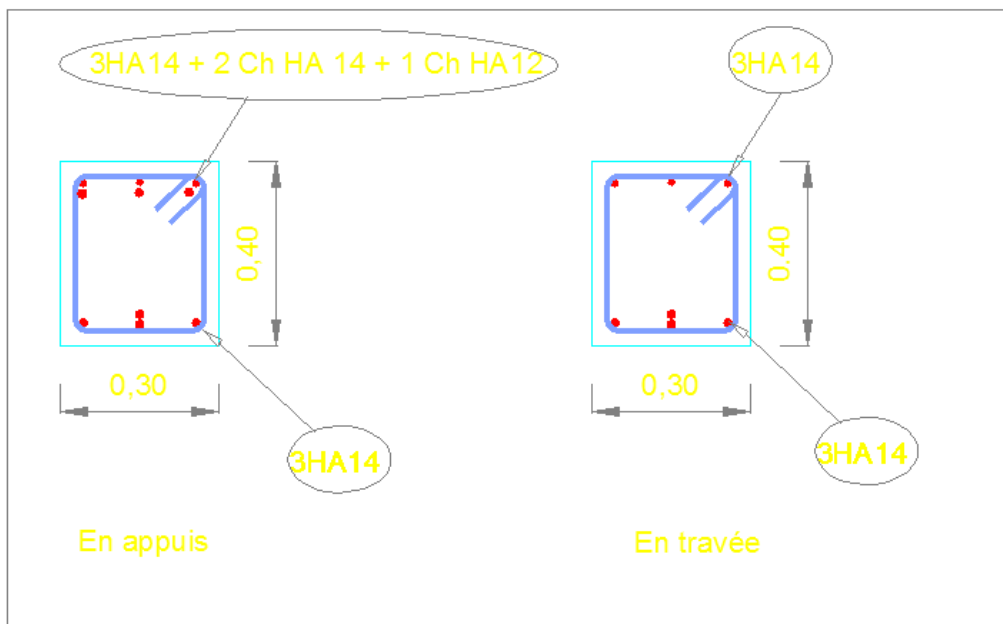
**Figure VI-4 : Ferrailage poutre principale 3<sup>eme</sup>, 2<sup>eme</sup>, 1<sup>er</sup> RDC et SSol**



**Figure VI-5 : Ferrailage poutre secondaire terrasse**



**Figure VI-6 : Ferrailage poutre secondaire 5<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage**



**Figure VI-7 : Ferrailage poutre principale 3<sup>eme</sup>, 2<sup>eme</sup>, 1<sup>er</sup> RDC et SSol**

### **VI.3. Calcul des poteaux :**

#### **VI.3.1. Introduction :**

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

- Situation durable :

- Béton :  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa.
- Acier :  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 348$  MPa.

- Situation accidentelle :

- Béton :  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa.
- Acier :  $\gamma_s = 1$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 400$  MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

- 1- ( $N_{max}$  ;  $M_{corr}$ ).
- 2- ( $M_{max}$  ;  $N_{corr}$ ).
- 3- ( $N_{min}$  ;  $M_{corr}$ ).

### **VI.3.2.Recommandation du règlement RPA99 version 2003:**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- leur pourcentage minimal sera de : 0,7% en zone II
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone II.

### **VI.3.3. Sollicitations extrêmes de ferrailage :**

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

#### 1<sup>er</sup> cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum  $M_{max}$  généralement trouvé avec la combinaison soit  $G+Q\pm E$  soit  $0.8G\pm E$ , le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max  $M_{max}$  et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec  $M_{max}$  et son  $N_{corres}$ .

#### 2<sup>eme</sup> cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum  $N_{max}$ , le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison  $1.35G+1.5Q$ ,

Dans ce cas on détermine le moment correspondant  $M_{corres}$  pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant  $N_{max}$  et son  $M_{corres}$ .

#### 3<sup>eme</sup> cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison  $0.8G\pm E$ . Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour  $N_{min}$  et son  $M_{corres}$ .

### **VI.3.4. Etat Limite Ultime de stabilité de forme :**

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité totale "e" tel que :

- $e = e_1 + e_2$
- $e_1 = \frac{M}{N + e_a}$
- $e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha\phi)}{10^4 \cdot h}$
- Avec :  $e_a = \max(2\text{cm}; \frac{L}{250})$
- $0.7 \leq \alpha \leq 1$  et  $\Phi = 2$

$e_1$  : Excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris L'excentricité additionnelle.

$e_a$  : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$L$  : Longueur libre du poteau.

$h$  : Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$\Phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée du Béton sous la charge considérée.

$\alpha$  : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

### VI.3.5. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferrillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour

Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Niveau (m)	N°	Section	combinaison	N (kN)	Mu (kN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Achoisi (cm <sup>2</sup> )
SSOL	929	Pot60x60	1.35G+1.5Q	2789.05	17.76	7.20	32.4	4HA20+12HA16 = 36.69 cm <sup>2</sup>
	404	Pot55*55	1.35G+1.5Q	2756.77	1.92	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm <sup>2</sup>
	110	Pot35x35	1.35G+1.5Q	92.22	0.78	5.60	11.03	8HA14 = 12.32cm <sup>2</sup>
RDC	331	Pot55*55	1.35G+1.5Q	2749.94	0.72	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm <sup>2</sup>
1 <sup>er</sup>	332	Pot55*55	1.35G+1.5Q	2326.93	8.83	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm <sup>2</sup>
2 <sup>eme</sup>	333	Pot55*55	1.35G+1.5Q	1911.08	4.93	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm <sup>2</sup>
3 <sup>eme</sup>	334	Pot55*55	1.35G+1.5Q	1497.61	2.47	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm <sup>2</sup>
4 <sup>eme</sup>	335	Pot55*55	1.35G+1.5Q	1086.86	5.03	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm <sup>2</sup>
5 <sup>eme</sup>	336	Pot55*55	1.35G+1.5Q	695.37	17.97	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm <sup>2</sup>
6 <sup>eme</sup>	337	Pot55*55	1.35G+1.5Q	346.52	24	6.60	27.23	4HA20+8HA16 = 28.65 cm <sup>2</sup>

Tableau .VI.16: Les Armatures longitudinaux des poteaux

### VI.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.



Niveau (m)	N°	Section	combinaison	Achoisi (cm) <sup>2</sup>	Nser (kN)	Mser (kN.m)	σ <sub>b</sub> (MPa)	[σ <sub>b</sub> ](MPa)	[σ <sub>s</sub> ](MPa)
SSOL	929	Pot60x60	G+Q	36.69	1308.3	39.61	3.9	15	201.63
	404	Pot55*55	G+Q	28.65	1993.31	1.47	5.2	15	201.63
	110	Pot35x35	G+Q	12.32	120.29	0.49	0.2	15	201.63
RDC	331	Pot55*55	G+Q	28.65	1992.14	0.29	5.1	15	201.63
1 <sup>er</sup>	332	Pot55*55	G+Q	28.65	1686.48	5.65	4.5	15	201.63
2 <sup>eme</sup>	333	Pot55*55	G+Q	28.65	1385.95	2.82	3.6	15	201.63
3 <sup>eme</sup>	334	Pot55*55	G+Q	28.65	1087.08	0.92	2.8	15	201.63
4 <sup>eme</sup>	335	Pot55*55	G+Q	28.65	790.11	2.8	2.1	15	201.63
5 <sup>eme</sup>	336	Pot55*55	G+Q	28.65	507.66	12.74	1.6	15	201.63
6 <sup>eme</sup>	337	Pot55*55	G+Q	28.65	254.1	17.47	1	15	201.63

Tableau .VI.17 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

La contrainte de béton est limitée par  $\bar{\sigma}_b = 15$  MPa

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (poteaux intermédiaires).
- Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

### VI.3.7. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

#### Justification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement se calculera au niveau de l'axe neutre de la section, elle est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est

Donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA93 :

- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa}) \rightarrow$  Fissuration peu nuisible.
- $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa}) \rightarrow$  Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 (version 2003) :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$  ..... si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... si l'élancement  $\lambda < 5$  Avec :

$\lambda$ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées de chaque niveau  
Suivant les deux plans sont représentées dans le tableau suivant :

Niveau	Section	$T_u$ max	$\tau_{ue}$	$\lambda$	$\rho_a$	$\zeta$	$\zeta$	$\zeta < \zeta$
SS-SOL	60*60	74.84	0.22	15.6	0.075	1.875	3.33	C.V
	55*55	36.66	0.13	17.21	0.075	1.875	3.33	C.V
	35*35	8.82	0.08	2.7	0.075	1	3.33	C.V
RDC	55*55	195.74	0.68	15.71	0.075	1.875	3.33	C.V
1 <sup>ER</sup>	55*55	295.63	1.02	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V
2 <sup>EME</sup>	55*55	354	1.23	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V
3 <sup>EME</sup>	55*55	405.4	1.40	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V
4 <sup>EME</sup>	55*55	355.1	1.23	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V
5 <sup>EME</sup>	55*55	193.6	0.67	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V
6 <sup>EME</sup>	55*55	79.8	0.28	14.96	0.075	1.875	3.33	C.V

Tableau .VI.18 : Valeurs des contraintes limites de cisaillement

### VI.3.8. Armatures transversales : Selon le RPA99 ► Art. 7.4.2.2 ◀

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot S_t \cdot T_u}{f_e \cdot h_l}$$

$T_u$  : l'effort tranchant de calcul.

$h_l$  : hauteur totale de la section brute.

$S_t$  : espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10 & \text{zone nodale .} \\ (b/2, h/2, 10\phi) & \text{zone courante.} \end{cases}$$

$\phi$  : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda < 5. \end{cases}$$

-La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le RPA 99 Version 2003 est donnée par :

$$A_t / (S_t \cdot b) = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f / D$   
D : dimension de la section droite du Poteau.

On prend  $f_e = 235$  MPa

On a  $\Phi_{\min} = 1.4$  cm

- Selon CBA 93 :

$$\begin{cases} \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) \end{cases}$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$b$  : Largeur de la section droite.

$h$  : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\Phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\Phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales

Le choix des armatures transversales et leurs espacements sont résumés dans le tableau suivant :

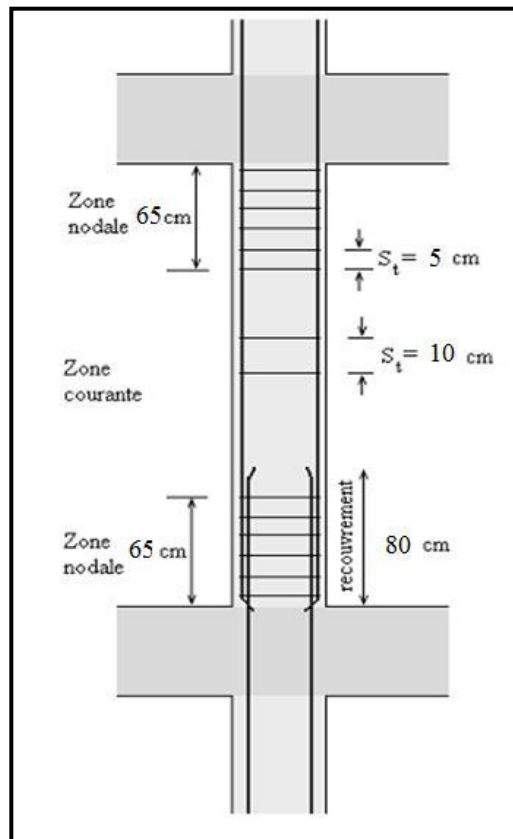
Section	$T_u$ (kN)	$A_t$ (mm <sup>2</sup> )	$\lambda_g$	$\rho_a$	$S_{\text{total}}$ (cm)	Zone	$S_{\text{finale}}$	choix
60*60	74.84	77.95	5.32	2.5	12.6	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
55*55	405.4	46.06	4.54	3.75	18.85	courante	15	4Φ8
						nodale	10	
35*35	8.82	1	7.82	2.5	19.66	courante	15	4Φ8
						nodale	10	

Tableau .VI.19 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés

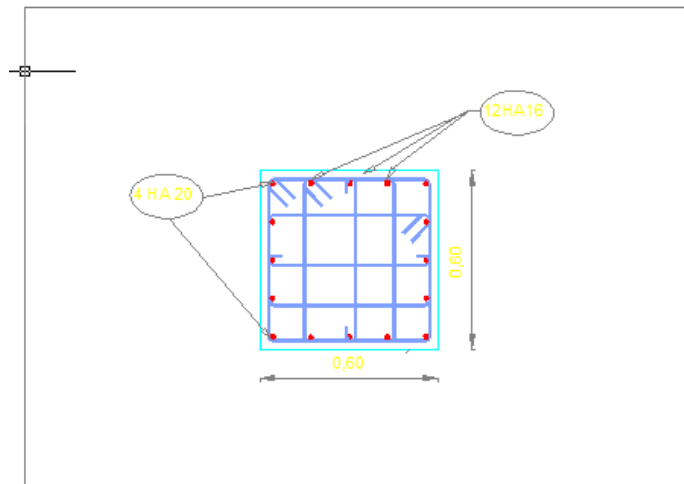
### VI.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ( $A_t/S_t.b$ ) :

section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t.b}$ (%)	$\lambda_g$	$T < 0.3\%$	$t \geq 0.8\%$	$0.3\% < t < 0.8\%$
60*60	courante	0.085	5.32	oui	-	-
	nodale	0.128		oui	-	-
55*55	courante	0.6	4.54	-	-	oui
	Nodale	0.83		-	-	-
35*35	courante	0.01	7.82	-	-	oui
	nodale	0.0		-	-	oui

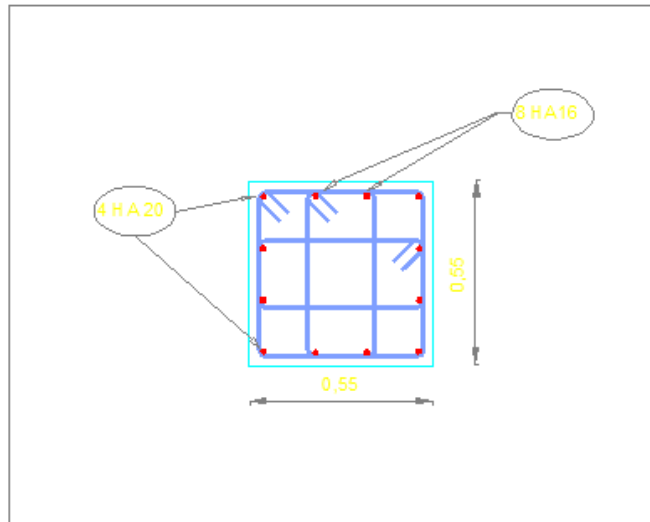
Tableau .VI.20 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux



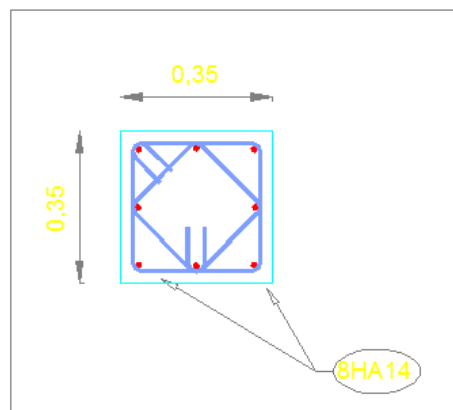
**Figure .VI. 8: Disposition des armatures dans les poteaux**



**Figure .VI. 9: Ferrailage poteaux 60x60**



**Figure VI. 10: Ferrailage poteaux 55x55**



**Figure VI. 11: Ferrailage poteaux 35x35**

## **VI.4.Ferrailage des voiles :**

### **VI.4.1.Introduction :**

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferrailage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux

### **VI.4.2. Les voiles pleins :**

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

### VI.4.3. Voiles avec files d'ouvertures :

#### VI.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

#### VI.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

### VI.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

#### VI.4.4.1. Recommandations des règlements :

##### A- Armatures verticales :

- Selon le CBA 93 :

- $A_{v} \leq 0.4 \text{ cm}^2$  pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a \cdot b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Selon le RPA 99 Version 2003 ► [Art 7.7.4] ◀ :

- $A_v = 0.2\% B t$  → dans la section tendue du voile.
- $A_v = 0.15\% B$  → dans la section globale du voile.
- $A_v = 0.10\% B$  → dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- $\varphi_{ver}$  : diamètre vertical.
- 

##### B- Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- Selon le CBA 93:

Diamètre maximal des armatures horizontales :

$$\varphi_h \leq \min \left[ \frac{h}{35} ; \frac{a}{10} ; \varphi_v \right]$$

Espacement des armatures horizontales :

- $S_h \leq \min [0.9d ; 40\text{cm}]$
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4 \text{ Mpa}$
- $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement :  $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :  $\tau_b = \frac{V}{b.d}$  avec :  $V = 1.4V_u$  calculé

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$$

Avec :

- $\tau_b$ : Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}$ : Contrainte de cisaillement admissible.
- $A_h$  : section d'armatures horizontales.
- $d = 0.9 h$  : hauteur utile.

- Selon le RPA 99 Version 2003:

- $\phi_h \leq \frac{1}{10} \cdot a$
- $S_h \leq \frac{A_h}{0.003}$
- $S_h \leq \min [1.5a ; 30\text{cm}]$

c-Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

**VI.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93) :**

La longueur de recouvrement doit être égale :

-40  $\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.

-20  $\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

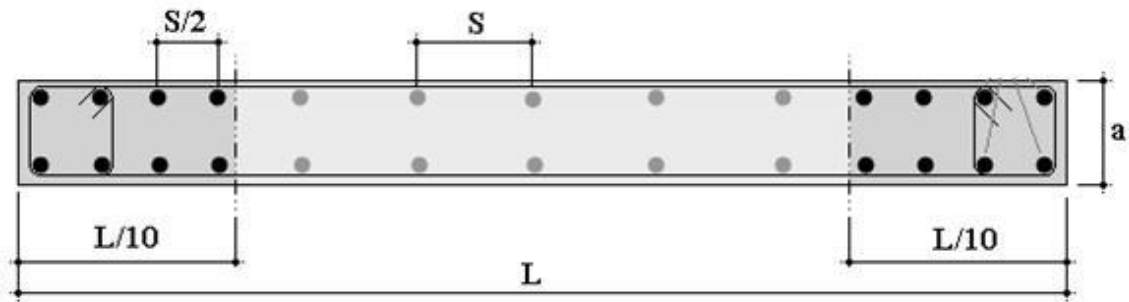
-Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \min [1.8a ; 30\text{cm}]$$

$S_v$  (zone courante)

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10  $\Phi$ , pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.



*Fig.VI.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

#### VI.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

##### VI.4.5.1.Armatures verticales :

##### A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b=1.5$ Mpa	$\gamma_s=1.15$ Mpa	$\gamma_b=1.15$ Mpa	$\gamma_s=1$ Mpa
$f_{c28}=25$ Mpa	FeE400	$f_{c28}=25$ Mpa	FeE400
$\sigma_{bc}=14.2$ Mpa	$\sigma_s =348$ Mpa	$\sigma_{bc}=18.5$ Mpa	$\sigma_s =400$ Mpa

Tableau .VI.19 : Les données de calcul

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	Niveau	$S$ (cm <sup>2</sup> )	$N$ (KN)	$M$ (KN.m)	Situation	Acalculé	$St$ (cm)	Achoisie
V1	-	20X170	-	-	G+Q+Edx	-	20	2x (9 HA 14=13.95)
	RDC		1350	1633.39		11.1	20	
	1 <sup>er</sup>		1153.9	1248.48		7.6	20	
	2 <sup>eme</sup>		899.97	1000.18		7.6	20	
	3 <sup>eme</sup>		682.64	771.94		7.6	20	



	4 <sup>EME</sup>		465.43	684.28		7.6	20	
	5 <sup>EME</sup>		256	621.92		7.6	20	
v2	-	20x195	-	-	G+Q+Edx	-	20	2x (11HA 14 = 16.93 cm <sup>2</sup> )
	RDC		1455.89	1811.41		8.9	20	
	1 <sup>er</sup>		1021.21	1158.839		8.6	20	
	2 <sup>eme</sup>		795.59	738.58		8.6	20	
	3 <sup>eme</sup>		762.03	571.63		8.6	20	
	4 <sup>EME</sup>		520.1	448.24		8.6	20	
	5 <sup>EME</sup>		333.33	363.44		8.6	20	
	6 <sup>eme</sup>		94.82	44.42		8.6	20	
v3	Ssolpreph	20x524	2053	1723.64	G+Q+Edy	21.8	20	2x (27HA 14 = 41.56)
	RDC		2721.67	2628.57		21.8	20	
	1 <sup>er</sup>		2357.01	2164.23		21.8	20	
	2 <sup>eme</sup>		1954.68	1606.4		21.8	20	
	3 <sup>eme</sup>		1522.75	1086.98		21.8	20	
	4 <sup>EME</sup>		1075.46	740.23		21.8	20	
	5 <sup>EME</sup>		708.63	384.65		21.8	20	
	6 <sup>eme</sup>		285.95	267.54		21.8	20	
v4,v5	Ssol	20x405	2057.12	60.94	G+Q+Edx	17	20	2x (21 HA 14=32.33)
	RDC		2392.55	3699.89		17	20	
	1 <sup>er</sup>		1916.85	3175.54		17	20	
	2 <sup>eme</sup>		1479.71	2495.64		17	20	
	3 <sup>eme</sup>		1053.92	1886.91		17	20	
	4 <sup>EME</sup>		667.65	1672.1		17	20	
	5 <sup>EME</sup>		360.17	830.32		17	20	

Tableau .VI.20 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

### B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M<sub>ser</sub> :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$$\rightarrow \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa, et on doit vérifier que : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

$$\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 201.63 \text{ Mpa, et on doit vérifier que : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

voile	S(cm <sup>2</sup> )	Achoisie	N <sub>ser</sub>	M <sub>ser</sub>	δ <sub>b</sub> (MPa)	δ <sub>s</sub> (MPa)	[δ <sub>b</sub> ] (MPa)	[δ <sub>s</sub> ] (MPa)
V1	20*170	13.95	870.67	307.4	4.6	68.7	15	201.63
V2	20*195	16.93	739	55.48	2	29.8	15	201.63
V3	20*524	41.56	1913.02	434	2.2	32.3	15	201.63
V4	20*405	32.33	1678.32	254.7	2.3	35.1	15	201.63
V5	20*405	32.33	1678.32	254.7	2.3	35.1	15	201.63

Tableau .VI.22 : vérification des armateurs verticaux a l'els

### VI.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

voile	S(cm <sup>2</sup> )	V	$\zeta$	$\zeta_{bar}$	$\zeta < \zeta_{bar}$
V1	20*170	469.97	1.38	5	CV
V2	20*195	720.34	1.84	5	CV
V3	20*524	1454.83	1.38	5	CV
V4	20*405	1070.24	1.2	5	CV

Tableau .VI.23 : Vérification des armatures.

NIV	VOILE	S	Ah choisi
ssol	V1	20*170	18 HA 10
	V2	20*195	
	V3	20*524	
	V4	20*405	
rdc	V1	20*170	16 HA 10
	V2	20*195	
	V3	20*524	
	V4	20*405	
étage courant	V1	20*170	16 HA 10
	V2	20*195	
	V3	20*524	
	V4	20*405	

Tableau .VI.24 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

### VI.4.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures(épingles) dont le diamètre des armatures  $\Phi_t$  est tel que  $\Phi_t \geq \frac{\Phi_v}{3}$ ,  $\Phi_v$  étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles de diamètre de 8 mm

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m<sup>2</sup> au moins.

### VI.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

#### VI.4.6.1.les trumeaux :

#### Les armateurs verticaux :

#### A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Voile	niveau	S (cm <sup>2</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	Situation	Acalculé	St (cm)	Achoisie
t1	-	20*207.5	-	-	G+Q+Edx	-	-	2X (11HA 14 =16.93 )
	RDC		3436.85	1621.39		9.1	20	
	1ER		2733.91	1369.64		9.1	20	
	2EME		2065.27	1111.69		9.1	20	

	3EME		1483.57	810.26		9.1	20	
	4EME		995.84	608.44		9.1	20	
	5EME		346.76	39.92		9.1	20	
	6EME		346.76	39.92		9.1	20	
t2	-	20x147.5	-	-	G+Q+Edy	-	-	2X( 8HA 14 = 12.32 )
	RDC		2368.1	1022.58		6.7	20	
	1ER		1753.53	987.7		6.7	20	
	2EME		1251.85	851.5		6.7	20	
	3EME		861.61	712.31		6.7	20	
	4EME		557.44	571.75		6.7	20	
	5EME		341.58	320.19		6.7	20	
	6eme		114.63	210.2		6.7	20	
t3	-	20x232.5	-	-	G+Q+Edy			2X( 16HA 14 = 24.63 )
	RDC		1909.83	2736.02		11.1	15	
	1ER		1562.73	1956.85		10.1	15	
	2EME		1305.48	1403.03		10.1	15	
	3EME		1050.86	1027.42		10.1	15	
	4EME		832.82	714.93		10.1	15	
	5EME		741.18	378.67		10.1	15	
	6eme		-	-				

Tableau .VI.25 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

#### A.2. Vérification des armatures à ELS :

voile	S(cm <sup>2</sup> )	Achoisie	Nser	Mser	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$[\bar{\sigma}_b]$ (MPa)	$[\bar{\sigma}_s]$ (MPa)
t1	20x207.5	16.93	1116.01	0.48	2.4	36	15	201.63
t2	20*147.5	12.32	629.44	21.5	2.1	31.6	15	201.63
t3	20*232.5	24.63	1219.64	598.42	4.5	67.4	15	201.63

Tableau .VI.26 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

#### B. Les armateurs horizontaux :

NIV	VOILE	S	St	Ah choisi		
Ssol	t1	20x207.5	20	18 HA 10		
	t2	20*147.5				
	t3	20*232.5				
RDC	t1	20x207.5		20	16 HA 10	
	t2	20*147.5				
	t3	20*232.5				
Etage courant	t1	20x207.5			20	16 HA 10
	t2	20*147.5				
	t3	20*232.5				

Tableau .VI.27 :Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

#### C. Vérification des contraintes :

voile	S(cm <sup>2</sup> )	T	$\zeta$	$\zeta_{bar}$	$\zeta < \zeta_{bar}$
t1	20x207.5	899.36	2.17	5	CV

t2	20*147.5	600.07	2.03	5	CV
t3	20*232.5	1104.24	2.37	5	CV

Tableau .VI.28:Vérification des contraintes

### VI.4.6.2. Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastées dans les trumeaux.

#### Recommandations réglementaires :

-Selon le CBA 93:

Même conditions que pour les poutres.

- Selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.2] ◀ :

La contrainte limites de cisaillement :  $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u \text{ calculé}$$

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$$

b0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

$V_u$  : effort tranchant ultime.

-Ferrailage : on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion :  $A_l$
- Des aciers transversaux :  $A_t$
- Des aciers en partie courante :  $A_c$

1- Premiers cas ( $\tau_b \leq 0.06f_{c28}$ ) : selon le RPA 99 Version2003 ► [Art 7.7.3.1] ◀

- Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e Z} \quad \text{avec : } Z = h - 2d'$$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

$$\lambda = 1/h \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda > 1 \text{ (linteau longe)} \\ \lambda < 1 \text{ (linteau court)} \end{array} \right.$$

A- linteau long  $\lambda \geq 1$  :

$$\text{On à : } S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{\bar{\tau}}$$

$S_t$  : espacement entre les armatures transversales.

$A_t$  : section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

$$Z = h - 2 d'$$

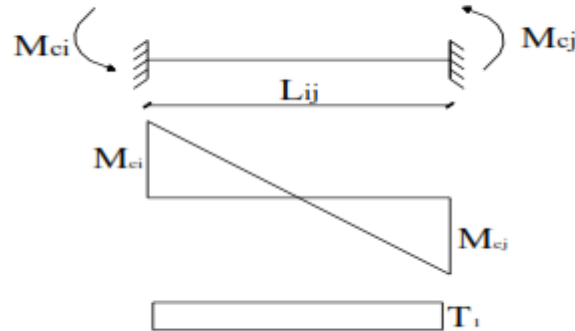
b- linteau court  $\lambda < 1$

$$\text{On doit avoir : } S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$$

$$T = \min (V_1 ; V_2) \quad \text{avec : } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} ; \quad V_2 = 2V_u$$

$M_{ci}, M_{cj}$  : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " $L_{ij}$ ",  
On les calcule comme suit :

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z \quad \text{avec : } Z = h - 2d'$$



**Fig.VI.13** : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

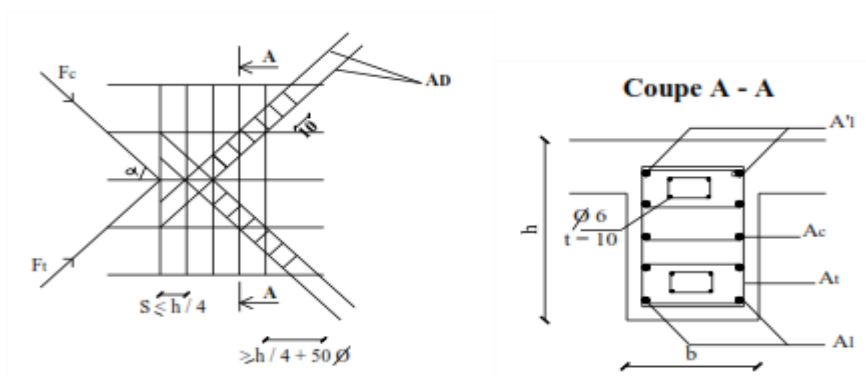
2- Deuxième cas ( $tb > 0.06fc28$ ) : selon le RPA 99 Version 2003 ► [Art 7.7.3.2] ◀ :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts ( $M$  et  $T$ ) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \sin \alpha \cdot f_e} \quad \text{avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{L}$$

$$V = V_u \quad (\text{sans majoration})$$



**Fig.VI.14** : Armatures du linteau selon le RPA 99

- **Ferrailage minimal** : selon le RPA 99 Version 2003 ► [Art 7.7.3.3] ◀ :

On a :

- $A_l \geq 0.15\% b \cdot h$
- $A_c \geq 0.20\% b \cdot h$

$$\begin{aligned}
 & A_D = 0 \\
 & A_D = 0.15\%b.h \quad \rightarrow \quad \left. \begin{array}{l} \text{si } \tau_b \leq 0.06f_{c28} \\ \text{si } \tau_b > 0.06f_{c28} \end{array} \right\} \\
 & A_t \geq 0.15\%b.s \quad \text{si} \\
 & A_t \geq 0.25\%b.s \quad \rightarrow \quad \left. \begin{array}{l} \text{si } \tau_b \leq 0.06f_{c28} \\ \text{si } \tau_b > 0.06f_{c28} \end{array} \right\}
 \end{aligned}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

	NIV	AD	AL	AT	AP	St	AD	AL	AT	AP
t1	RDC -1 <sup>ER</sup>	16.05	6.51	0.75	8.68	20	2x(6 HA 14)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	1 <sup>ER</sup> -2 <sup>EME</sup>	15.74	6	0.75	8	20	2x(6 HA 14)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	2 <sup>EME</sup> -3 <sup>EME</sup>	12.84	6	0.75	8	20	2x(6 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	3 <sup>EME</sup> -4 <sup>EME</sup>	10.08	6	0.75	8	20	2x(6 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	4 <sup>EME</sup> -5 <sup>EME</sup>	7.76	6	0.75	8	20	2x(4 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	5 <sup>EME</sup> -6 <sup>EME</sup>	4.11	3.3	0.75	4.4	20	2x(4 HA 12)	2x(3HA 12)	2x(7HA10)	2x (4 HA 12)
	6 <sup>EME</sup>	-	-	-	-	-				
t2	RDC -1 <sup>ER</sup>	17.51	6.51	0.75	8.68	15	2x(6 HA 14)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	1 <sup>ER</sup> -2 <sup>EME</sup>	15.79	6	0.75	8	15	2x(6 HA 14)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	2 <sup>EME</sup> -3 <sup>EME</sup>	13.47	6	0.75	8	15	2x(6 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	3 <sup>EME</sup> -4 <sup>EME</sup>	10.95	6	0.75	8	15	2x(6 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	4 <sup>EME</sup> -5 <sup>EME</sup>	8.58	6	0.75	8	15	2x(4 HA 12)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA12)
	5 <sup>EME</sup> -6 <sup>EME</sup>	1.91	6	0.75	-	15	2x(4 HA 10)	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	-
	6 <sup>EME</sup>	-	6	0.75	-	-	-	2x(6 HA 12)	2x(7HA10)	-
t3	RDC -1 <sup>ER</sup>	13.27	4.11	0.75	5.48	15	2x(6 HA 12)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	1 <sup>ER</sup> -2 <sup>EME</sup>	11.36	3.6	0.75	4.8	15	2x(6 HA 12)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	2 <sup>EME</sup> -3 <sup>EME</sup>	9.87	3.6	0.75	3.6	15	2x(6 HA 12)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	3 <sup>EME</sup> -4 <sup>EME</sup>	7.75	3.6	0.75	3.6	15	2x(4 HA 12)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	4 <sup>EME</sup> -5 <sup>EME</sup>	5.61	3.6	0.75	3.6	15	2x(4 HA 10)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	5 <sup>EME</sup> -6 <sup>EME</sup>	2.52	3.6	0.75	3.6	15	2x(4 HA 10)	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	2x (8 HA 10)
	6 <sup>EME</sup>	-	3.6	0.75	3.6	15	-	2x(2 HA 12)	2x(7HA10)	-

Tableau .VI.30: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux

## VI.4.6.Ferraillage des voiles bunker:

### VI.4.6.1.Armatures verticales :

#### A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

niveau	Volie	S (cm <sup>2</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	Situation	Acalculé	St (cm)	Achoisie
t1	voile 180	180*650	3453.21	59.33	G+Q+Edx		20	2x(33 HA 14 =50.80)
	voile 100	100x7.5	1593.02	120.12	G+Q+Edy		20	2x(38 HA 14 =58.50)
	voile 0.8	80*750	3087.5	93.51	G+Q+Edy		20	2x (58HA 14 = 89.28)

Tableau .VI.31 : Calcul des armateurs verticaux des voiles du bunker

*B. Vérification des armatures à ELS :*

voile	S (cm <sup>2</sup> )	Achoisie	Nser	Mser	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$[\sigma_b]$ (MPa)	$[\sigma_s]$ (MPa)
v180	180*650	50.8	3140.22	311.08	4.2	61.1	15	201.63
v100	100x75	58.5	2131.05	38.27	2.6	38.1	15	201.63
v0.8	80*750	89.28	6126.91	666.15	11.4	166.6	15	201.63

Tableau .VI.33 : vérification des armateurs verticaux a l'ELS

**VI.4.6.2. Calcul des armateurs horizontaux :**

	VOILE	S	St (cm)	Ah choisi
ssol	V180	180*650	20	18 HA 10
	V100	100x75	20	
	V0.8	80*750	20	

Tableau .VI.34 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

**V.4.6.3. Vérification des contraintes :**

Voile	S(cm <sup>2</sup> )	T	$\zeta$	$\zeta_{bar}$	$\zeta < \zeta_{bar}$
V180	180*650	674.79	0.52	5	CV
V100	100x75	89.28	0.11	5	CV
V0.8	80*750	105.79	0.17	5	CV

Tableau .V.35 : Vérification des armatures

**VI.5. Conclusion**

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés aux règlements de BAEL et respecter les exigences de l'RPA.



***CHAPITRE VII***  
***FERRAILLAGE DE***  
***L'INFRASTRUCTURE***



## **VII.1. Radier général**

### ***VII.1.1. Introduction :***

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

- On a opté pour ce type de fondation pour notre structure à cause du bunker au niveau du SSol

### ***VII.3.2. Surface nécessaire :***

Pour déterminer la surface du radier il faut satisfaire la condition:

$$\sigma_{\max} \geq \sigma_{adm} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On a :

$$N = G+Q = 503.69$$

$$\sigma_{sol} = 1.9 \text{ bar}$$

$$\text{On trouve: } S \geq 335.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_b \geq 503.69 \text{ cm}^2$$

Donc la surface totale du radier est 503.69 m<sup>2</sup>

### ***VII.3.3. Pré dimensionnement de radier :***

#### ***a. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier:***

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

Condition forfaitaire :

$$hr_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec:  $L_{\max}$ : la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 6.50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow hr_1 \geq 33 \text{ cm}$$

Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante:

$$L_{\max} \geq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} \quad \text{de la section transversale du radier}$$

E: Module d'élasticité du béton (on prend  $E=20000\text{MPa}$ ).

b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ( $b=1\text{m}$ ).

K: Coefficient de raideur du sol  $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ,

On pourra par exemple adopter pour  $\frac{12}{12}$  K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

On aura:

$$h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}}$$

$$h_{r1} \geq 0,57\text{m}$$

Condition de cisaillement :

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

Avec:

$$T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$N_u = N_u$  (superstructure)

$N_u = 64267,47 \text{ kN}$

$L = 6,5\text{m}$  ;  $b = 1\text{m}$

$$h_{r3} \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})}$$

$$h_{r3} \geq 0,19 \text{ m}$$

Donc :  $h_{r1} \geq \max(h_{r1}, h_{r2}, h_{r3}) = 0,57$

$$h_{r1} = 0,8 \text{ m}$$

## **b. Dimensionnement des nervures**

### **1. Largeur des nervures :**

Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{650}{10} = 65 \text{ cm}$$

### **2. Hauteur des nervures :**

Condition de poinçonnement

Il faut vérifier :

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

Nu : la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité,  
 ⇒ Nu = 2760.86 kN.

Uc: Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec :

$$U_c = 2[(a + b) + 2h]$$

a,b : les dimensions du poteau (55,55).

D'après l'équation (1) on a :

hn1 ≥ 0.72 m on prend hn1 = 0.75 m

Condition de la raideur:

- Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. l'expression de la longueur élastique est donnée par:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \dots\dots\dots (*)$$

- Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire de poteaux de largeur a non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale a :

$$\frac{\pi}{2} L_e + a$$

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire). Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.
- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à cette valeur, le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

On veut que:  $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq l_{\text{entre axe}}$

Avec :

a = 55 cm (largeur du poteau)

l entre axe = 6.5m

Le = 3.78 m

A partir de la formule (\*) on calcule la valeur de h:

On aura:

$$h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K(L_e)^4}{E}} : \Rightarrow hn2 = 49.66 \text{ cm}$$

Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_{n3} < \frac{L_{\max}}{10}$$

On a :  $L_{\max}=6.50\text{m}$

$$\Rightarrow 43 \text{ cm} < h_{n3} < 65 \text{ cm}$$

On choisit :  $h_{n3}= 55 \text{ cm}$

Donc  $h_n > \max( h_{n1} , h_{n2} , h_{n3} ) = 75\text{cm}$

$h_n = 75 \text{ cm}$

**Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h_r=80\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure  $h_n=75 \text{ cm}$   
 $b_n=70 \text{ cm}$

### VI.3.3. caractéristiques géométriques du radier :

#### a. Position du centre de gravité:

$X_g=7.027 \text{ cm}$

$Y_g=7.333 \text{ cm}$

#### b. Moments d'inertie:

$I_{xx}= 7.548\text{E}+09 \text{ cm}^4$

$I_{yy}=3.296\text{E}+10 \text{ cm}^4$

### VII.3.4. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

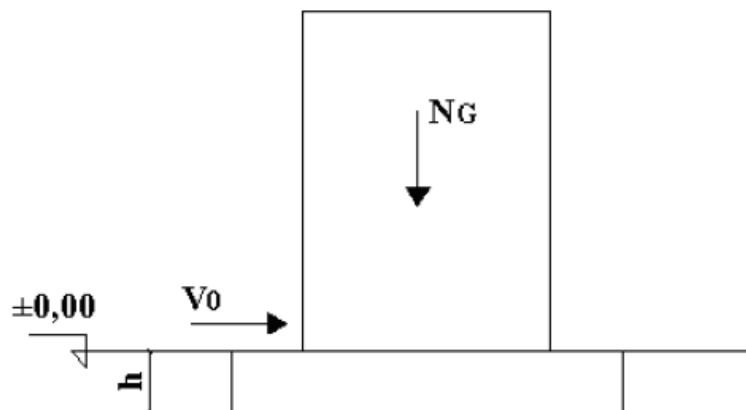
Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec:

- $M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.
- $M_r$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

Et :

- $M_r = M_0 + V_0 h$
- $M_0$ : Moment à la base de la structure.
- $V_0$ : L'effort tranchant à la base de la structure.
- $M_0, V_0$  : sont tirés à partir du fichier SAP2000 V17.1
- $h$  : Profondeur de l'ouvrage de la structure.



**Figure VII-1 :Schéma statique du bâtiment**

**Sens x-x:**

$$M_{sx} = N_g \cdot X_g$$

$$M_{rx} = 116706.720 \text{ kN.m}$$

Avec:

$$N_g = N_{g1} + N_{g2}$$

Et :

-  $N_{g1}$ : Poids propre de la superstructure.

-  $N_{g2}$ : Poids propre du radier.

$$\text{Alors : } N_{G1} = 64267.47 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \cdot 503.69 \cdot 0,8 = 10073.8 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } N_G = 74341.27 \text{ kN}$$

$$M_s = 522396.10$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 4.47 > 1.5 \dots CV$$

**Sens y-y:**

$$M_{Ry} = 101907.8 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 544921.29 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5.34 > 1.5 \dots cv$$

**Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5; donc notre structure est stable dans les deux sens.

**VII.3.5.Vérification des contraintes dans le sol :**

On doit vérifier la contrainte du sol.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \bar{\sigma}_{sol} ; \quad \frac{74340.27}{503.69} = 0.148 < 0.19 \text{ bar}$$

**VII.3.6.ferraillage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

**a. Ferrailage de la dalle du radier:**

Détermination des efforts:

Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$   $\Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

- $M_x = \mu_x q L_x^2$  .....sens de la petite portée.
- $M_y = \mu_y q L_y^2$  .....sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive :

- Moment en travée :  
 $M_{tx} = 0.85 M_x$   
 $M_{ty} = 0.85 M_y$
- Moment sur appuis:  
 $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$  (appui de rive)  
 $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$  (appui d'intermédiaire)

Panneau intermédiaire :

- Moment en travée:  
 $M_{tx} = 0.75 M_x$   
 $M_{ty} = 0.75 M_y$
- Moment sur appuis :

Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4$   $\Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée:  $M_t = 0,85 M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a = 0,5 M_0$

Avec :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

**b. Valeur de la pression sous radier:**

ELU:  $q_u = 199.27 \text{ kN/m}^2$

ELS:  $q_{ser} = 147.61 \text{ kN/m}^2$

**c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $v=0$ ):**

On a le rapport des  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$  panneaux la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

PANNEAU	Lx	Ly	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	Mx	My	Mtx	Mty	Ma
P1	4.60	6.50	0.71	0.07	0.43	288.41	124.59	245.15	93.45	144.21
P2	4.50	6.50	0.69	0.07	0.42	281.25	117.59	210.94	88.19	140.63
P3	4.50	6.50	0.69	0.07	0.42	281.25	117.59	210.94	99.95	140.63 84.38
P4	4.60	5.70	0.81	0.06	0.60	236.55	140.96	177.41	105.72	118.27
P5	4.50	5.70	0.79	0.06	0.56	235.66	132.16	176.74	99.12	117.83
P6	4.50	5.70	0.79	0.06	0.56	235.66	132.16	176.74	112.33	117.83
P7	4.60	5.70	0.81	0.06	0.60	236.55	140.96	177.41	105.72	118.27
P8	4.50	5.70	0.79	0.06	0.56	235.66	132.16	176.74	99.12	117.83
P9	4.50	5.70	0.79	0.06	0.56	235.66	132.16	176.74	112.33	117.83
P10	4.60	6.00	0.77	0.06	0.53	256.37	135.21	192.27	101.41	128.18
P11	4.50	6.00	0.75	0.06	0.51	250.59	127.92	187.94	95.94	125.29
P12	4.50	6.00	0.75	0.06	0.51	250.59	127.92	196.71	108.74	125.29 75.18
P13	2.25	4.50	0.50	0.10	0.25	97.45	24.36	82.83	20.71	48.73

**Tableau VII-1 : Calcul des moments à l'ELU**

**d. Moment en travée et sur appuis à l'ELS ( $\nu=0,2$ ):**

On a le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0$  la dalle travaille dans les deux sens.

PANNEAU	Lx	Ly	Lx/Ly	$\mu_x$	$\mu_y$	Mx	My	Mtx	Mty	Ma
P1	4.60	6.50	0.71	0.07	0.58	232.07	135.00	174.05	101.25	116.04
P2	4.50	6.50	0.69	0.08	0.57	225.68	128.73	169.26	96.54	112.84
P3	4.50	6.50	0.69	0.08	0.57	225.68	128.73	169.26	96.54	112.84 67.70
P4	4.60	5.70	0.81	0.06	0.71	196.15	139.48	147.11	104.61	98.08
P5	4.50	5.70	0.79	0.07	0.68	194.29	132.91	145.72	99.69	97.15
P6	4.50	5.70	0.79	0.07	0.68	194.29	132.91	145.72	99.69	97.15 58.29
P7	4.60	5.70	0.81	0.06	0.71	196.15	139.48	147.11	104.61	98.08
P8	4.50	5.70	0.79	0.07	0.68	194.29	132.91	145.72	99.69	97.15
P9	4.50	5.70	0.79	0.07	0.68	194.29	132.91	145.72	99.69	97.15

										58.29
P10	4.60	6.00	0.77	0.07	0.66	209.89	138.11	157.42	103.58	104.95
P11	4.50	6.00	0.75	0.07	0.64	204.45	131.81	153.34	98.86	102.23
P12	4.50	6.00	0.75	0.07	0.64	204.45	131.81	173.79	98.86	102.23 61.34
P13	2.25	4.50	0.50	0.10	0.37	74.73	27.43	63.52	20.57	37.36

**Tableau VII-2** Calcul des moments à l'ELS

**e. Calcul du ferrailage:**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Avec :

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=45\text{cm}$  ;  $d=0,9h$  ;  $h=40.5\text{cm}$

	SENS	Mu	Acalculé	Achoisi	st
travée	x	245.15	9.28	7HA16=14.07cm <sup>2</sup>	15
	y	112.33	4.22	7HA14=10.78cm <sup>2</sup>	15
appuis	x	144.2	5.43	7HA14=10.78cm <sup>2</sup>	15
	y				

**Tableau VII-3** Ferrailage des panneaux du radier à l'ELU

**f. Vérification des contraintes l'ELS :**

	SENS	Achoisie	Mser	$\delta_b$ (MPa)	$\delta_s$ (MPa)	$[\delta_b]$ (MPa)	$[\delta_s]$ (MPa)
travée	x	14.07	174.05	3.05	173.61	15	201.63
	y	10.78	104.61	2.03	134.31	15	201.63
appuis	x	10.78	116.03	2.25	148.97	15	201.63
	y						

**Tableau VII-4** Vérification des contraintes des panneaux de radier

$$T_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} : \text{Espacement :}$$

Sens x-x :  $St = 100/7 = 15\text{cm} < \text{Min}(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots (cv)$   
Sens y-y :  $St = 100/7 = 15\text{cm} < \text{Min}(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots (cv)$

$$T_y = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} \quad \underline{\text{Vérification de la contrainte de cisaillement:}}$$

$\Rightarrow T_x = 333.065 \text{ KN}$

$\Rightarrow T_y = 171.5 \text{ KN}$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = 0.463 < 1.167 \text{ MPa}$$



Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

### VII.3.7.ferraillage des nervures

#### a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99"

On a : 
$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée :  $M_t = 0,85M_0$

En appuis :  $M_t = 0,50M_0$

#### b. Calcul des armatures :

$b = 70 \text{ cm}$  ;  $h = 80 \text{ cm}$  ;  $d = 72 \text{ cm}$  ;  $L = 6.5 \text{ m}$  ;  $q_U = 199.27 \text{ kN/ml}$  ;  $q_{ser} = 147.61 \text{ kN/m}^2$

	Mu	μ	Acalculé	Achoisi	st
travée	894.53	0.15	36.14	12HA20=37.70cm <sup>2</sup>	15
appuis	526.19	0.088	20.47	7HA14=10.78cm <sup>2</sup>	15

**Tableau VII-5** Ferraillage des nervures a l'ELU

Vérification des contraintes l'ELS:

	Achoisie	Mser	σb (MPa)	σs (MPa)	[σb] (MPa)	[σs] (MPa)
Travée	53.41	662.63	8.81	185.82	15	201.63
Appuis	37.45	389.78	5.81	152.79	15	201.63

**Tableau VII-6** Vérification des contraintes des nervures

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

Avec

$$T_u = \frac{qL}{2} \Rightarrow T_u = 479.73 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 0.95 < 2.5 \text{ MPa}$$

#### Vérification de la contre flèche :

Pour le calcul de la flèche, nous sommes dispensés d'évaluer sa valeur si les trois conditions suivantes sont satisfaites en même temps :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\Rightarrow 80/650 = 0.123 > 0.0625 \dots \text{ (cv)}$$

$$\Rightarrow 0.123 > 0.1 \dots\dots\dots (cv)$$

$$\Rightarrow 0.007 < 0.0105 \dots\dots\dots (cv)$$

Avec :

- L : la portée entre nus d'appuis.
- h : la hauteur totale de la section.
- M0 : le moment isostatique.
- Mt : le moment maximal en travée.
- As : la section de l'armature tendue correspondante
- fe : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la valeur de la contre flèche.

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$$

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

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19,2\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \quad \text{Avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$$

= 1.6 cm

fe =400MPa ; tu=0,65Mpa ; ft28=2,1Mpa ; b=55cm ; d=76.5cm

On trouve : St=10cm.....Zone nodale. St=30cm.....Zone courante.

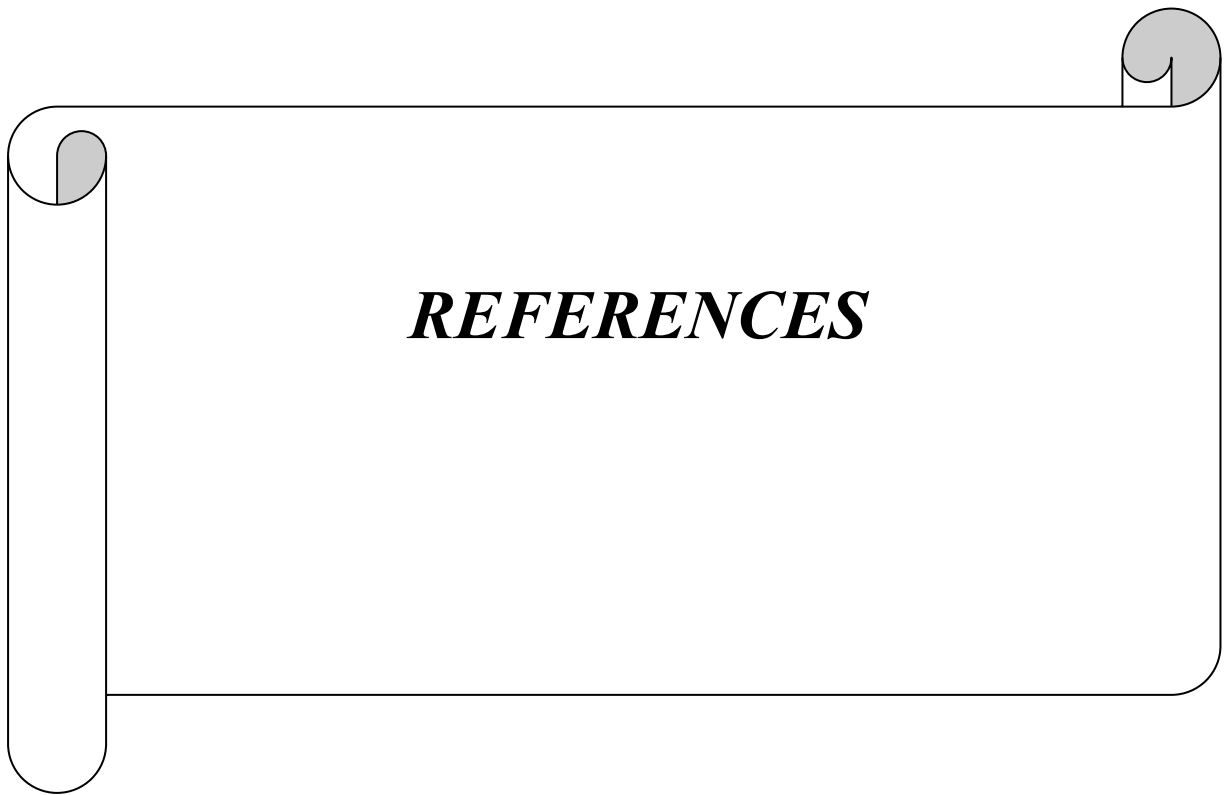
At ≥ 6,3cm2 on prend : 6T12=6,79cm2

**VII.4 conclusion :**

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul des ouvrages, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi la géométrie des structures.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passés à un calcul avec radier général.

Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le feralliage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.



## **Les livres:**

- 1-*Calcul des Ouvrages en béton armé -M. BELAZOUGUI-office des publications universitaires 1991 ;*
- 2 -*Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-EYROLLES 1992.*
- 3-*Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-3eme édition 99.*
- 4-*Mémoire R+12 + 2 sous-sols 2015/2016*
- 5-*Structures de génie civil, L'auteur Collectif Nathan*

### ➤ **Sites internet :**

- 6-*Les Bonnes Dimensions D'un Bunker De Radiothérapie*
- 7-*Personne compétente en radioprotection « Principes de radioprotection-réglementation »/ Christine Jimonet et Henri Métivier*
- 8-*Manuel de radioprotection / Version0,9.2005*
- 9-<http://www.radioactivité.com>
- 10- <http://www.garrotchaillac.com/baryte-lest-beton-lourd.html>
- 11-<https://www.techniques-ingenieur.fr>
- 12-*Manuel calcule béton arme*
- 13-<http://www.lerpax-protectionantix.com>
- 14-*ASN : autorité de sûreté nucléaire*

### ➤ **\*Les Règlements**

- D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 » ;
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99
- D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règle BAEL91 modifié 99(Béton armé aux états limite).
- CBA 93 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

### ➤ **\*Outils informatiques**

- \* Logiciel AUTOCAD 2010
- \*ROBOT Expert 2010
- \* SAB 2000
- \* *Exel*
- \* *Word*



***SOMMAIRE***

# SOMMAIRE

Chapitre	Désignation	Page
<b>I</b>	<b>Présentation de l'ouvrage</b>	<b>1</b>
I-1	Présentation de l'ouvrage	1
I-2	Description de l'ouvrage	1
I.3	Description de la structure	2
I-4	Caractéristique mécanique des matériaux	5
I-4-1	Béton	5
I-4-2	Module d'élasticité	7
I-4-3	La contrainte de calcul béton comprimé	7
I-4-4	Aciers	8
<b>II</b>	<b>RADIOTHERAPIE et BUNKER</b>	<b>11</b>
II.1	Introduction	11
II.2	Sources radioactives en milieu hospitalier	11
II.3.	La radiothérapie	12
II.4	Le bunker	14
II.5.	Le béton lourd-béton baryté	15
II.6.	Conclusion	18
<b>III</b>	<b>Pré dimensionnement</b>	<b>19</b>
<b>III -1</b>	<b>Pré dimensionnement</b>	<b>19</b>
III-1-1	Evaluation des charges et surcharges	19
<i>III-1-1-1</i>	<i>Plancher terrasse</i>	19
<i>III-1-1-2</i>	<i>Plancher courant</i>	21
<i>III-1-1-3</i>	<i>Maçonneries</i>	23
III-2	Pré dimensionnement des planchers	24
III-3	Pré dimensionnement des poutres	25
III-4	Pré dimensionnement des poteaux	29
III.5.	Pré-dimensionnement des voiles	33
<b>IV</b>	<b><i>CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES</i></b>	<b>35</b>
<b>IV .1</b>	<b>L'acrotère</b>	<b>35</b>
<b>IV -2</b>	<b>Pré dimensionnement des escaliers</b>	<b>40</b>
<b>IV . 3</b>	<b>POUTRE PALIERE</b>	<b>50</b>
<b>IV -3</b>	<b>Calcul des dalles</b>	<b>53</b>
<b>IV .3.1</b>	<b>Dalle pleine</b>	<b>53</b>
<b>IV -3-2</b>	<b>La dalle machine</b>	<b>58</b>
<b>IV -3-3</b>	<b>plancher corps creux (poutrelle)</b>	<b>63</b>
<b>V</b>	<b><i>Etude dynamique</i></b>	<b>74</b>

V-1	<i>Introduction</i>	74
V.2.1	<i>Centre de masse</i>	74
V.2.2	<i>Centre de torsion</i>	74
V.2.3	<i>Excentricité</i>	77
V.3	<i>Choix de la méthode de calcul</i>	77
V.3.1	<i>Introduction</i>	77
V.3.2	<i>Méthode dynamique modale spectrale</i>	78
V.4	<i>Résultats de l'analyse dynamique</i>	80
V.4.1	<i>Vérification de comportement des trois premiers modes</i>	80
V.4.2	<i>Vérification de participation massique</i>	82
V.4.4	<i>Vérification de la stabilité au renversement</i>	84
V.4.5	<i>Vérification des déplacements en tête et inter-étages</i>	87
V.4.7	<i>Vérification de cisaillement des éléments</i>	88
V.4.8	<i>Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003</i>	89
V.4.9	<i>.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : selon RPA version 2003</i>	89
V.5	<i>.Conclusion</i>	90
<b>VI</b>	<b><i>Ferraillage des éléments principaux</i></b>	<b>91</b>
VI.1	<i>Introduction</i>	91
VI.2	<i>Ferraillage des poutres</i>	91
VI.3	<i>Calcul des poteaux</i>	102
VI.3.1	<i>Introduction</i>	102
VI.4	<i>Ferraillage des voiles</i>	106
VI.4.1	<i>.Introduction</i>	110
VI.4.2	<i>Les voiles pleins</i>	110
VI.4.3	<i>Voiles avec files d'ouvertures</i>	110
VI.4.4	<i>Méthode de calcul</i>	111
VI.4.5	<i>Ferraillage des voiles pleins</i>	113
VI.4.6.	<i>Ferraillage des voiles avec ouverture</i>	116
VI.4.6.1	<i>.les trumeaux</i>	116
VI.4.6.2	<i>Linteaux</i>	117
VI.4.6	<i>Ferraillage des voiles bunker</i>	121
<b>VII</b>	<b><i>FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE</i></b>	<b>123</b>
VII.1	<b><i><u>Radier général</u></i></b>	<b>123</b>
VII.1.1	<i>Introduction</i>	123
VII.3.3	<i>Prédimensionnement de radier</i>	123
b	<i>Dimensionnement des nervures</i>	125
VII.3.3	<i>caractéristiques géométriques du radier</i>	127
VII.3.4	<i>Vérification de la stabilité du radier</i>	127
VII.3.5	<i>Vérification des contraintes dans le sol</i>	129
VII.3.6	<i>Ferraillage du radier</i>	129
VII.3.7	<i>Ferraillage des nervures</i>	134
	<b><i>Conclusion générale</i></b>	<b>137</b>





