

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministre de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA

Faculté des Sciences Appliquées

Département de Génie civil et d'hydraulique



**Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER ACADEMIQUE**

Domaine : Génie civil et hydraulique

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Présenté par : BAAFOU Nour El- Houda

BENARIMA Nour El- Imane

Thème

Etude d'un Bâtiment (R + 4) à usage d'habitation à
Contreventement mixte en zone sismicité IIa Skikda

Soutenu publiquement le :

11/06/2022

Devant le jury:

Mr : CHAHED Ali Haider	M.C (B)	Président	UKM Ouargla
Mr : MOKHTARI Abdessamed	M.C (B)	Encadreur	UKM Ouargla
Mr : MENNAAI Amor	M.A (A)	Examineur	UKM Ouargla

Année Universitaire

2021 /2022

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministre de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE KASDI MERBAH OUARGLA

Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie civil et d'hydraulique



Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER ACADEMIQUE
Domaine : Génie civil et hydraulique
Filière : Génie civil
Spécialité : Structures

Présenté par : BAAFOU Nour El- Houda

BENARIMA Nour El- Imane

Thème

Etude d'un Bâtiment (R + 4) à usage d'habitation à
Contreventement mixte en zone sismicité IIa Skikda

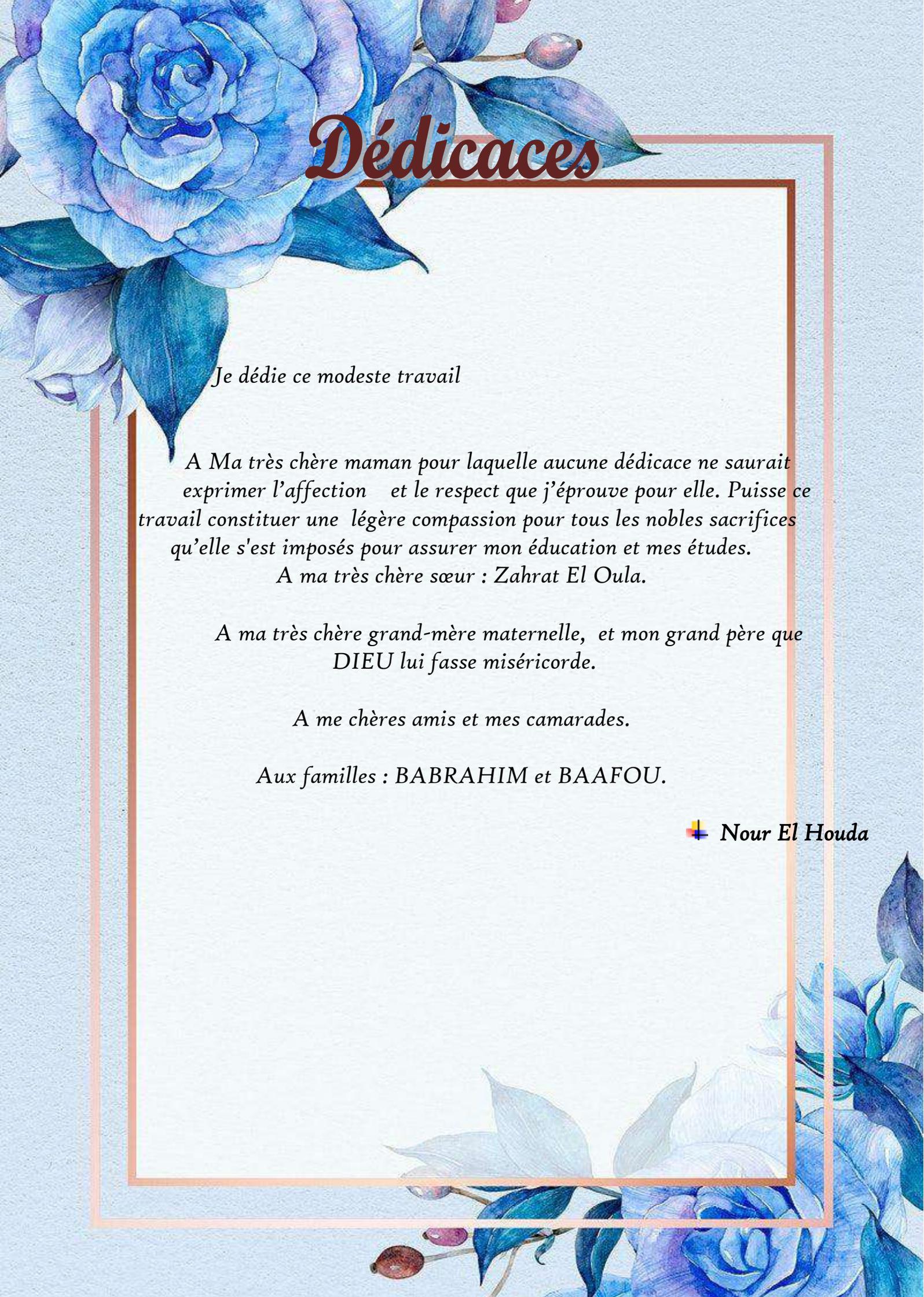
Soutenu publiquement le :

11/06/2022

Devant le jury :

Mr : CHAHED Ali Haider	M.C (B)	Président	UKM Ouargla
Mr : MOKHTARI Abdessamed	M.C (B)	Encadreur	UKM Ouargla
Mr : MENNAAI Amor	M.A (A)	Examineur	UKM Ouargla

Année Universitaire
2021 /2022



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A Ma très chère maman pour laquelle aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et le respect que j'éprouve pour elle. Puisse ce travail constituer une légère compassion pour tous les nobles sacrifices qu'elle s'est imposés pour assurer mon éducation et mes études.

A ma très chère sœur : Zahrat El Oula.

A ma très chère grand-mère maternelle, et mon grand père que DIEU lui fasse miséricorde.

A me chères amis et mes camarades.

Aux familles : BABRAHIM et BAAFOU.

 *Nour El Houda*



Dédicaces

Je dédie ce mémoire

*Ames chers parents ma mère et mon père Pour leur
patience, leur amour, leur soutien et leurs encouragements.*

A mes sœurs et frères.

A mes amies et mes camarades.

Aux familles : BEN ARIMA et HADJAJ.

 *Nour El Imane*





Remerciements

On remercie Allah le tout puissant de nous avoir donné la santé
et la volonté d'entamer et

De terminer ce mémoire, car sans lui rien n'est possible.

Nous voudrions exprimer nos remerciements les plus vifs
à Monsieur CHAHED Ali Haider, pour l'honneur qu'elle nous a fait
d'accepter de présider le jury, et d'évaluer ce mémoire.

Mes plus sincères remerciements vont également à Monsieur
MENNAAI Amor, pour l'honneur qu'il nous a fait d'accepter
d'examiner ce travail.

Nous remercions notre encadreur Monsieur MOKHTARI
Abdessamed, pour nous avoir proposé ce sujet si intéressant et avoir
accepté de nous encadrer et pour l'honneur qu'il nous a fait en
dirigeant ce travail, pour ses aides, ses conseils, c'est grâce à sa
compétence et indulgence que ce travail a pu être réalisé.

Enfin on adresse nos sincères remerciements à tous ceux qui
ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



Résume :

Ce projet présente une étude détaillée d'un Bâtiment à usage d'habitation à contreventement constitué d'un RDC + 4 étages, implanté à la commune de Skikda cette région est classé en zone sismiques IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003, DTR et BAEL91 modifié99, cette étude se compose de six chapitres:

Le premier chapitre commence par les généralités du et une description générale du projet avec une présentation des propriétés des matériaux, ensuite le deuxième chapitre pré dimensionnement de la structure et la descente des charges. Le troisième chapitre a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers et acrotère).

L'étude sismique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre par logiciel Robot Structural Analysis afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements

L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres) sera calculé dans le cinquième chapitre. et en fin pour les fondations seront calculé dans le dernier chapitre.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot Structural Analysis, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstarct:

This project presents a detailed study of a Building for residential use with bracing consisting of a ground floor + 4 floors, located in the municipality of Skikda this region is classified in seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new regulations for the calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003, DTR and modified BAEL9199, this study consists of six chapters:

The first chapter begins with the generalities of the and a general description of the project with a presentation of the properties of the materials, then the second chapter pre-dimensioning of the structure and the lowering of the loads. The third chapter aims to study the secondary elements (beams, stairs and acroter).

The seismic study of the structure was started in the fourth chapter by Robot Structural Analysis software in order to determine the different stresses due to the loads

The study of the resistant elements of the structure (posts, beams) will be calculated in the fifth chapter. and in the end for the foundations will be calculated in the last chapter.

Keywords: Building, Reinforced Concrete, Robot Structural Analysis, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

الملخص:

يقدم هذا المشروع عبارة عن دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق ارضي + 4 طوابق، يقع في مدينة سكيكدة المصنفة ضمن المناطق الزلزالية IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003, DTR, و BAEL91) وتتألف هذه الدراسة من ست الفصول:

يبدأ الفصل الاول عموميات ووصف عام للمشروع مع عرض لخصائص المواد، ثم الفصل الثاني تحديد الأبعاد وإنزال الحمولات. ويهدف الفصل الثالث لدراسة العناصر الثانوية (الشرفة، السلام، والجدار الواقعي).

وقد بدأت الدراسة الزلزالية للهيكل في الفصل الرابع من برنامج ريبو- Robot Structural Analysis لتحديد الضغوط المختلفة من الحمولات وتوزيع الجدران الحاملة المناسبة لمقاومة الهيكل للزلازل

ويتمثل الفصل الخامس في تسليح العناصر الاساسية للهيكل (روافد و أعمدة) ، وفي النهاية سيتم حساب الاساسات

الكلمات المفتاحية: البناء الخرسانة المسلحة، Robot Structural Analysis، RPA99 2003، و BAEL91

Sommaire

Résumé	I
Liste des tableaux	II
Liste des figures	III
Liste des abréviations	V
Introduction Générale	1
Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage	
Introduction	2
I -1. Description de l'ouvrage	4
I -2. Règlements utilisés	4
I – 3. Caractéristiques des matériaux	5
Chapitre II: Prédimensionnement et descente de charge	
II- 1. Pré-dimensionnement	14
Introduction	14
II- 1.1. Les planchers	14
II- 1.2. Les poutres	17
II- 1.3. Les poteaux	19
II- 1.4. Les voiles	20
II- 1.5. Les escaliers	22
II- 2. Descente de Charge	25
Chapitre III: Ferrailage des éléments secondaires	
Introduction	35
III-1. Les plancher	35
III-2. Les balcons	46
III-3. Les escaliers	50
III- 4. L'acrotère	58
Chapitre IV: Etude sismique	
Introduction	65
IV- 1. But de l'étude	65
IV- 2. Choix de la méthode de calcul	65
IV-3. Choix des voiles d'interaction	73
IV-4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]	75
Chapitre V: Ferrailage des éléments principaux	
Introduction	78
V- 1. Différentes combinaisons des efforts	78
V- 2. Calcul le ferrailage du poteau le plus sollicitée	80
V- 3. Ferrailages des poutres	84
Chapitre VI: Etude des fondations	
VI -1. Fondation	93
VI -2. Longrine	96
VI -3. Dalle flottante	96
Conclusion	98
Référence	100

Liste des tableaux

Tableau I - 1	Caractéristique des aciers utilisés.	9
Tableau II – 1	Charge G et Q du plancher terrasse inaccessible.	26
Tableau II – 2	Charge G et Q du plancher du Plancher étage courant.	27
Tableau II – 3	Charge G et Q du palier.	27
Tableau II – 4	Charge G et Q de la volée.	28
Tableau II – 5	Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.	28
Tableau II – 6	Charge G et Q de la maçonnerie extérieure.	28
Tableau II – 7	Tableau récapitulatif des différents charge G et Q.	29
Tableau II – 8	Surface revenant à chaque poteau.	29
Tableau II – 9	Tableau des charges appliquées au poteau intermédiaire	30
Tableau II – 10	Tableau des charges appliquées au poteau de rive.	30
Tableau II – 11	Tableau des charges appliquées au poteau d'angle.	31
Tableau II – 12	Tableau de résultats	32
Tableau III – 1	Tableau des charges et sollicitation de la poutrelle.	42
Tableau III – 2	Evaluation des charges et surcharges	43
Tableau IV - 1	Cas (modale) modes actif 1..9.	72
Tableau V- 1	Cas des contraintes.	79
Tableau V- 2	Vérification a l'ELS.	83
Tableau V- 3	Tableau de ferrailage de poteau central sur tous les niveaux.	83
Tableau V- 4	Les moments MAX En appuis et E n travées.	84
Tableau V- 5	Les moments MAX En appuis et E n travées	86

Liste des figures

Figure I -1	Diagrammes déformations – contraintes de béton.
Figure I - 2	Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.
Figure I - 3	Diagramme parabole-rectangle du béton
Figure I - 4	Diagramme déformations - contraintes de l'acier
Figure II –1	Plancher en corps creux.
Figure II – 2	Les poutrelles.
Figure II – 3	Longueur des poutrelles.
Figure II – 4	Coupe d'un voile en élévation.
Figure II – 5	Coupe d'un voile en plan
Figure II – 6	Composant d'un escalier.
Figure II – 7	Schéma statique d'escalier.
Figure II - 8	Dimension d'un acrotère.
Figure II - 9	Différents couches constitutifs du plancher terrasse inaccessible.
Figure II-10	Différents couches constitutifs du plancher étage.
Figure II-11	Section de poteau intermédiaire.
Figure II -12	Section poteau de rive.
Figure II - 13	Section poteau d'angle.
Figure II - 1	Schéma statique de calcul.
Figure III -2	dimension d'une poutrelle.
Figure III - 3	Schéma du plancher à corps creux.
Figure III - 4	Schéma statique.
Figure III -5	Dimensionnement de la section rectangulaire.
Figure III - 6	Dimensionnement de la section rectangulaire.
Figure III - 7	Ferraillage de l'escalier.
Figure III - 8	Schéma statique de poutre palière.
Figure III - 9	Ferraillage de poutre palière.
Figure III - 10	Dimension d'un acrotère.
Figure III -11	Schéma statique de l'acrotère
Figure III -12	Schéma de ferraillage de l'acrotère
Figure III-1	Modèle 3D de la structure.
Figure IV -2	La courbe du spectre de la réponse d'accélération suivant la note de calcul du «Robot Structural analysis ».
Figure IV -3	les trois premiers modes de vibrations.
Figure IV -4	les voiles au les deux sens.
Figure IV - 5	Les dimensions de voiles.
Figure IV - 6	Ferraillage les voiles
Figure V-1	dessin ferraillage de poteau rectangulaire.
Figures V- 2	Les moments MAX a l'ELS / l'ELU.
Figures V- 3	Dimension de poutre principale au robot.
Figure V- 4	Dessin de ferraillage en travée.

Figure V- 5	Dessin de ferrailage en appuis.
Figures V- 6	Les moments MAX a l'ELS / l'ELU.
Figures V- 7	dimension de poutre principale au robot.
Figure V- 8	Dessin de ferrailage en travée.
Figure V- 9	Dessin de ferrailage en appuis.
Figure VI- 1	Ferrailage de fondation

Liste des abréviations

RPA : Règles parasismiques algériennes

DTR : Document technique réglementaire

BAEL : Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé

ELU: Etat Limite Ultime

ELS: Etat Limite Service

Introduction générale

Introduction générale

Introduction:

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux différentes forces.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

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

Après le tremblement de terre survenu en Algérie le 21 mai 2003, plus précisément dans l'état de Boumerdès, qui a causé de grandes pertes matérielles et humaines, il est devenu une source de grande préoccupation pour l'ingénieur civil, qui cherche à concevoir des installations capables de résister à tous les dangers, en particulier les tremblements de terre, grâce à une compréhension des systèmes structuraux.

Les systèmes d'amortissement sont basés sur le concept d'une conception de système de contrefiche basée sur l'idée de structures flexibles pour atténuer l'effet sismique avec un mouvement périodique de la structure.

Les systèmes de contreventement reposent sur deux notions de pensées. Soit la conception d'un système de contreventement basé sur la notion des structures souples, de façon à atténuer l'effet sismique par un mouvement cyclique de la structure du bâtiment, et celles-ci sont généralement en charpente métallique. On peut aussi concevoir des structures rigides, généralement en béton armé, de manière à faire face aux charges sismiques.

A cet effet, notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+4) en béton armé à contreventement mixte (portique-voile).

Chapitre I:
Chapitre I:
Généralités et présentation du projet
Généralités et présentation du projet

I. Présentation du projet et généralités

Introduction :

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

I -1. Description de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour en (R+4) à usage d'habitation.

Cet ouvrage, sera implanté à Skikda classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

a) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

↳ En plan :

- Largeur total : 17.10m.
- Longueur total : 18.40 m.

↳ En élévation :

- Hauteur du RDC: 3.40 m.
- Hauteur d'étage: 3.40 m.
- Hauteur du bâtiment y compris l'acrotère : 17.60 m.

b) Présentation de l'ouvrage :

- La tour est à usage d'habitation et commerce, composé d'un rez-de-chaussée, 4 étages et d'une terrasse inaccessible.
- L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un d'escalier
- Le R.D.C sont des locaux et 01 logement.
- Chaque niveau du bâtiment (à partir du 1^{er} étage) logements

I -2. Règlements utilisés :

L'étude du bâtiment qu'on va présenter ultérieurement sera menée en utilisant les codes de calcul suivants :

- ❖ Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.
- ❖ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé BAEL 91.
- ❖ Document technique réglementaire DTRBC2-2 : charges permanentes d'exploitations.

I – 3. Caractéristiques des matériaux :

I – 3.1. Le béton :

a) définition :

- Le béton est un matériau composite, essentiellement composé d'un liant « ciment », d'agrégats «gros et fins» et d'eau avec éventuellement des adjuvants.

On trouve deux (2) sortes d'agrégats :

1. Agrégats gros «graviers » dont le diamètre $\Phi \geq 5\text{mm}$.
2. Agrégats fins «sable» dont le diamètre $\Phi = 5\text{mm}$.

- Ces agrégats sont inertes chimiquement « aucune réaction chimique».

Par contre le ciment est un matériau réactif.

« Eau + ciment = pate de ciment qui va occuper les vides entre les agrégats ».

- Après les premières minutes de coulage, on l'appelle «béton frais ».
- Après prise, on l'appellera «béton durci».

Le durcissement du béton acquière une bonne résistance à la compression, qui augmente graduellement avec le temps jusqu'à se stabiliser à peu près à 28 jours.

Dans la mixture, les plus importants paramètres sont :

- Maniabilité du béton frais « souple et facilité d'emploi».
- Bonne résistance à la compression du béton durci.
- Durabilité « le béton doit résister à l'environnement».
- Economie « le béton doit être économiquement».
- Résistance au feu et aux agents atmosphériques.
- Résistance à l'abrasion.
- Conductibilité thermique.
- Adaptation à tous les efforts exceptionnels, grâce au monolithisme et aux légères déformations.

Mis à part ces propriétés et ces avantages, le béton à une très faible résistance à la traction, Ce qui fait un matériau de construction vulnérable, d'autre part, on doit prendre compte des faits suivants :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours doit être déterminée par des essais normalisées conformes aux règlements en vigueur ;
- Le béton doit être préparé avec des moyens mécaniques et doit être comparé par vibration.

- Les reprises de bétonnage doivent être effectuées avec soin et les surfaces de reprises doivent être Propres et rugueuses.

-La mis en œuvre du béton ainsi que le calcul des éléments de structures seront effectuée conformément aux règles techniques en vigueur.

b) Dosage :

- Pour notre projet, on utilisera un béton dosé à 350kg/m³ du ciment CPA325.

c) Les armatures:

On utilisera deux types d'armatures :

- Des hautes adhérences de nuance FeE400 comme armatures transversales.
- Des hautes adhérences de nuance FeE400 comme armatures longitudinales.
- Des treillis soudés de nuance FeE240.

d) Résistance caractéristique à la compression :

-Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40MPa \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40MPa \end{array} \right.$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25$ MPa

e) Résistance caractéristique à la traction (Art A-2 12 BAEL91) :

Conventionnellement elle est défini de celle à la compression par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ pour } f_{c28} \leq 60MPa \\ f_{tj} = 0.275^3 \sqrt{f_{cj}^2} \text{ pour } f_{c28} > 60MPa \end{array} \right.$$

f) Contraintes limites :

1- Contrainte limite à la compression (Art 4 –3 .41 BAEL91) :

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante :

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta_{\gamma_b}}$$

θ : dépend de la durée d'application des contraintes :

$$\theta = \left\{ \begin{array}{ll} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application } > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{Lorsque } 1 \text{ heure } \leq \text{ la durée probable d'application } \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & \text{Lorsque la durée probable d'application } < 1 \text{ heure.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on prend θ égale à 1.

γ_b : coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

Le coefficient γ_b vaut :

{	1,5	en situation durable ou transitoire (SDT).
	1,15	en situation accidentelle (SA)

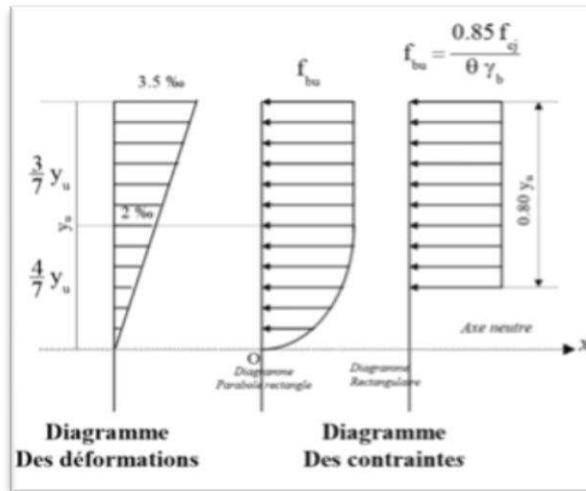


Figure I -1 : Diagrammes déformations – contraintes de béton.

2- Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

3- Contraintes de service à la compression (Art A – 4.5.2 BAEL91) :

$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

g) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

1- Module d'élasticité instantané (Art A – 2.1.21 BAEL91) : Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

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

2- Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \rightarrow E_{vj28} = 10819 \text{MPa} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

3- Module d'élasticité transversale :

$$G = E / 2 (1+\nu) \text{ MPa}$$

ν : Coefficient de poisson.

h) Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$: l'état limite de service.

- $\nu = 0$: l'état limite ultime.

i) Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

- **L'état limite ultime ELU :**

On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous :

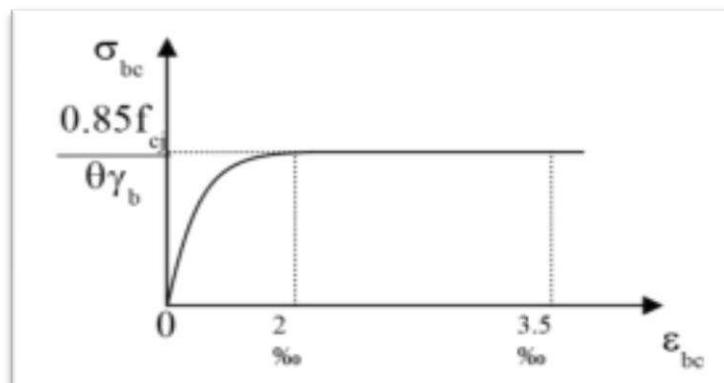


Figure I - 2 : Diagramme parabole-rectangle du béton.

- **L'état limite de service ELS:**

La contrainte limite de service de compression du béton notée $\bar{\sigma}_{bc}$ avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 13.2 \text{MPa}$$

Le comportement du béton est considéré comme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée comme suit :

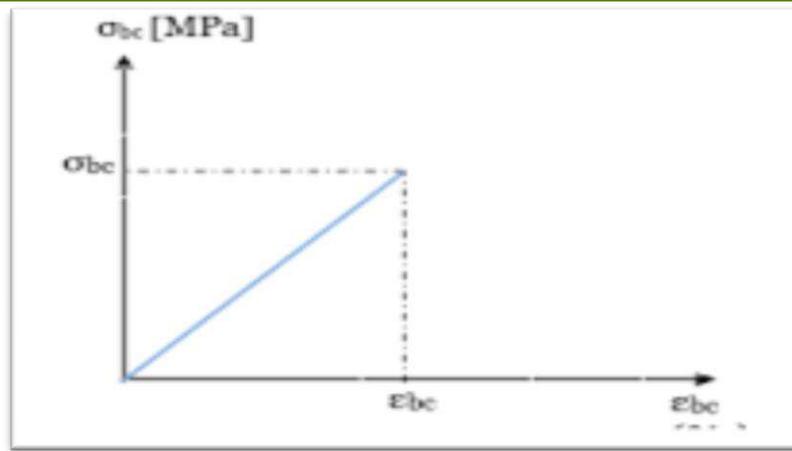


Figure I - 3 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

I – 3.2. Le matériau ACIER :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

2.1.Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22‰	1	1
	Haute adhérence Fe400	H A	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers En treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (φ<6)	T S	520	550	8‰	1.3	1

Tableau I - 1 : Caractéristique des aciers utilisés.

1. module d'élasticité longitudinale :

Il est noté (Es), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. Es= 200000 MPa

2. Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

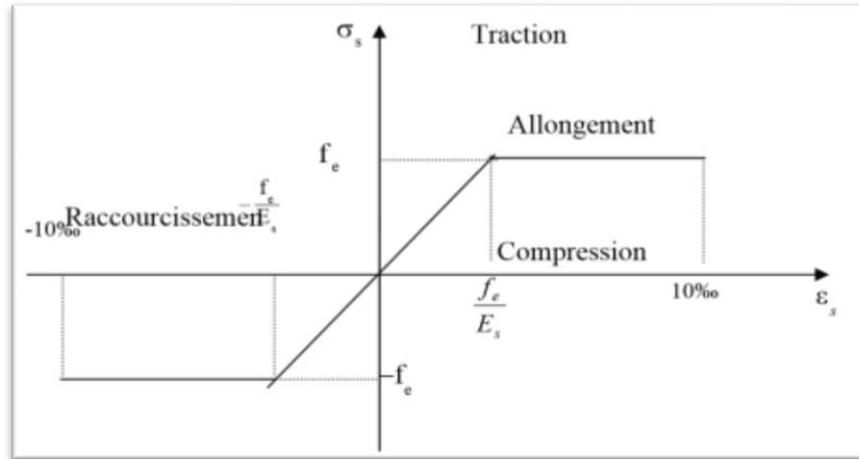


Figure I-4 : Diagramme déformations - contraintes de l'acier

3. Limite d'élasticité :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$: En situation durable.

$\gamma_s = 1,00$: En situation accidentelle.

4. La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

1)- Fissuration peu nuisible (BAEL91 /Art 4-5-32) :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

2)- Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) :

$$\bar{\sigma}_s \leq \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{28}} \right) MPa$$

$\eta = 1.0$: Ronds lisses et Treillis soudés.

$\eta = 1.6$: Haute adhérence.

$\eta = 1.3$: Haute adhérence pour $\emptyset < 6\text{mm}$.

5. Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que.

Pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I – 3.3. Les combinaisons des actions :

a) Définitions d'action :

Ce sont des forces appliquées à une construction :

- Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.
- Soit indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

b) les actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

- poids propre de la structure.
- poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
- Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

c) les actions variables « Q » :

Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques.
- Les variations de température.

d) Les actions accidentelles :

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que :

- Charges climatiques exceptionnelles.
- Chocs de véhicules, d'engins de ponts roulants.

- Explosion (gaz, bombes,...)
- Séisme.

e) Combinaisons d'actions :

↪ Cas des poteaux : Dans les cas les plus courants (poteaux de bâtiment, d'angle, de rive, intérieurs), l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$\mathbf{1.35G + 1.5Q}$$

↪ Cas des fondations, planchers et poutres :

E.L.U	E.L.S
1.35G + 1.5Q	G + Q

Chapitre II:
Chapitre II:
Prédimensionnement
des éléments et descente de charge

II- 1. Pré-dimensionnement des éléments :

Introduction:

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions préliminaires de différents éléments de la structure. Ces dimensionnements sont choisis selon les exigences aux l'état limites de service (ELS), afin de satisfaire les conditions de la flèche à vide, du règlement parasismique Algérien (RPA99 version2003), des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) et du règlement béton armé aux états limites (BAEL 91). Le dimensionnement obtenu ne sont pas définitives, ils peuvent être modifié après la vérification dans la phase de calcul.

II- 1.1. Les planchers :

a) Définition:

Les planchers sont des éléments de construction horizontaux ou inclinés qui délimitent sur la verticale l'espace d'un bâtiment; les planchers classiques sont constitués d'une dalle d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et a des poutres principales, elles-mêmes liées aux éléments supports (poteaux, refends).

Ils servent essentiellement à l'acheminement des charges verticales aux éléments porteurs, ils sont infiniment rigides suivant leur plan.

b) Les rôles essentiels:

Les planchers jouent le rôle :

- De plate-forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit forme pour l'étage sous adjacent.
- D'élément de stabilité.

c) Les fonctions principales:

- Résistance : Les planchers supportent leurs poids propre et les charges d'exploitation.
- Isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les étages.

d) Type :

On distingue plusieurs types de planchers et pour notre cas il y a deux catégories:

- Planches corps creux : composé d'une dalle très mince, des nervures parallèles avec remplissage intermédiaire en corps creux.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage ; Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

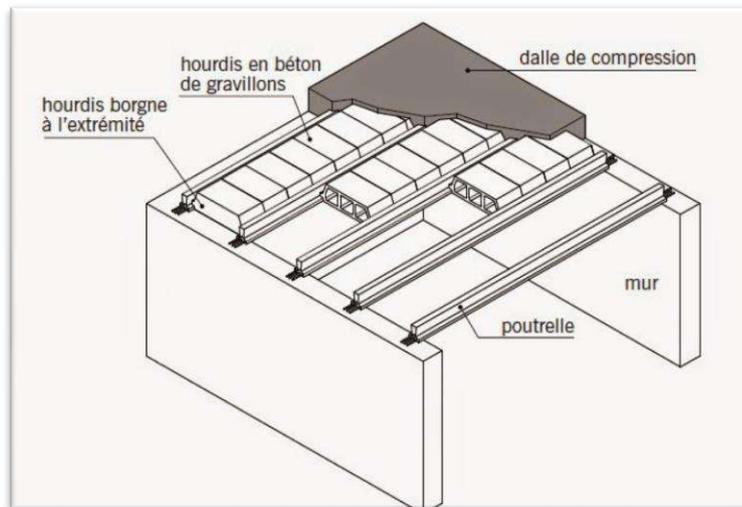


Figure II – 1 : Plancher en corps creux.

Dalle pleine : Un élément horizontal qui a une épaisseur relativement faible par rapport à ses dimensions en longueur et en largeur.

- Le choix sera guidé comme tel:

- Plancher à entre vous (corps creux) de 16+4 au niveau des étages.
- Plancher en dalle pleine au niveau des : Balcons.
- Pré dimensionnement des Planchers à Corps Creux:

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm), selon le BAEL91 (art B.6.8 ,423).

Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424). La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 370\text{cm}$).

$$h_t/L \geq 1/22,5 \Rightarrow h_t \geq L/22,5 = 16,44\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h_t = 16,44\text{cm}$$

Suite au « pré dimensionnement des éléments » sur le quelle en a pu déterminer la hauteur du plancher et puisque nos structures sont des constructions courantes avec une surcharge modérée ($Q \leq 5\text{KN/m}^2$).

On a approprié un seul type de plancher:

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages :

- 16 cm : corps creux.
- 4 cm : dalle de compression.

Méthode de calcul :

- Méthode CAQUOT

❖ **Les nervures :**

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction. La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristique géométrique suivants : La largeur de la table de compression est égale à $b = b_0 + 2b_1$

- La largeur des poutrelles : $0,3 h \leq b_0 \leq 0,5 h \rightarrow 6\text{cm} \leq b_0 \leq 10\text{ cm}$

On adopte: $b_0 = 10\text{cm}$

- Longueur des débords : $b_1 = \min \{ (b - b_0) / 2, l_x / 10 \} = \{ (65 - 10) / 2, 370 / 10 \} = 27.5\text{cm}$

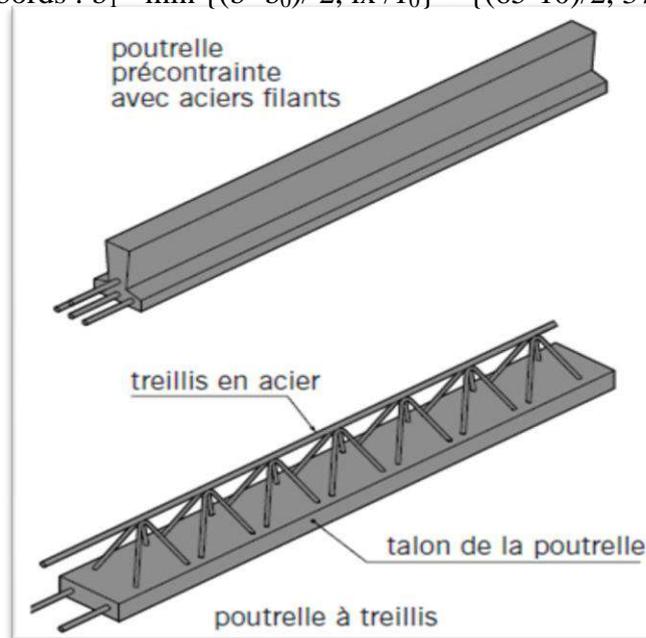


Figure II – 2 : Les poutrelles.

$b_1 = 27.5$

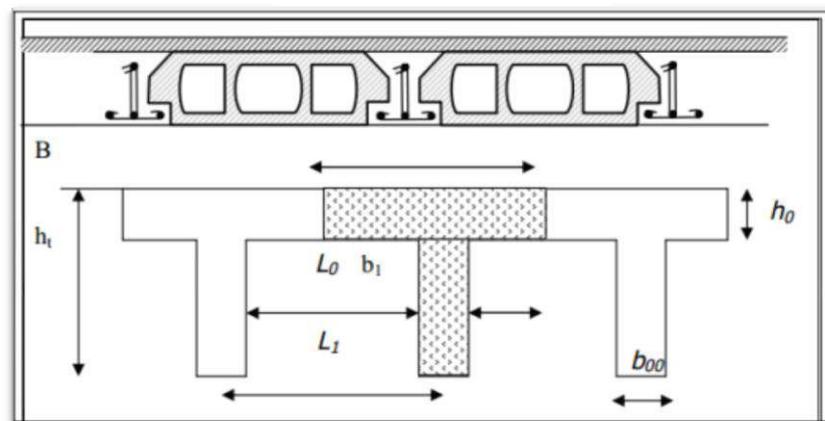


Figure II – 3 : Longueur des poutrelles.

Conclusion :

On adopte un plancher à corps creux de 20 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur $ht = (16+4)$.

- **Dalle pleine :**

Ce type de planchers est utilisé pour les balcons et les paliers et dans les planchers du noyau, leur épaisseur doit vérifier deux conditions:

$$\text{a) } h \geq l_x \left(\frac{0.75M_x}{20M_x} \right) \geq 380 \times \frac{0.75}{20} = 14.25\text{cm}$$

$$\text{b) Condition supplémentaire due à l'incendie : } \begin{cases} 7\text{cm pour 1 heure de coupe-feu} \\ 11\text{cm pour 2 heures de coupe-feu} \end{cases}$$

On adopte: $h = 15\text{cm}$.

- Résistance au feu : Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.
- Isolation acoustique : D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle logarithme de la masse : $L = 13,3 \log (10M)$ si $M < 200\text{kg/m}$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 D'où l'épaisseur minimale de la dalle est

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

Nous prenons : $h_0 = 15 \text{ cm}$

II- 1.2. Les poutres :

Une poutre est un solide à ligne moyenne droite, de section rectangulaire en I ou Té dont la portée est pris entre nu des appuis sauf cas inhabituels. D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types de poutres :

- ❖ Les poutres principales : Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent, elles relient les poteaux, elles supportent la dalle.
- ❖ Les poutres secondaires (Chaînages) : Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Selon le **BAEL 91** et les **RPA 2003** les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

➤ **Les poutres principales :**

• **Détermination de h :**

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Où : L_{max} portée entre nus.
 h_p : Hauteur de la poutre.
 b : Largeur de la poutre.

- Sous charges : $\frac{560}{15} \leq h_p \leq \frac{560}{10} \rightarrow 37.33 \leq h_p \leq 56$

$h_p = 45\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

Soit :

• **Détermination de b :**

0,3. $h_p \leq b \leq 0,8. h_p \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 36\text{cm}.$

Soit :

❖ RPA 2003 : (Art 7-5) :

- Les poutres doivent respectées les dimensions ci-après :

✓ $b \geq 20\text{cm}.$

✓ $h \geq 30\text{cm}.$

✓ $h/b \leq 4. \Rightarrow 40/30 = 1,33 \leq 4$

} Conditions vérifiées.

➤ **Les poutres secondaires :**

Détermination de h :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{l_{max}}{10}$$

Où : L_{max} portée entre nus.
 H_p : Hauteur de la poutre.
 B : Largeur de la poutre.

- Sous charges : $\frac{400}{15} \leq h_p \leq \frac{400}{10} \rightarrow 26.66 \leq h_p \leq 40$

Soit :

• **Détermination de b :**

0,3. $H_p \leq b \leq 0,8. H_p \Rightarrow 11.25 \text{ cm} \leq b \leq 30\text{cm}.$

Conclusion

On adopté pour les dimensions suivantes :

- Les poutres principales :

$$h_p = 45\text{cm et } b = 30\text{cm}$$

- Les poutres secondaires :

$$h_p = 35\text{cm et } b = 30\text{cm}$$

II- 1.3. Les poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

En outre, l'effort normal agissant ultime «Nu » d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{Br f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

- ❖ Br : section réduite du poteau (en cm²) ; Br = (a – 0,02) (b – 0,02).
- ❖ A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- ❖ f_{c28} : résistance à la compression de béton.
- ❖ f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- ❖ γ_b = 1,5. Et γ_s = 1,15.
- ❖ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le BAEL 91.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 (article : 7.4.1) en zone IIa les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Min (a, b) ≥ 25cm
- ✓ Min (a, b) ≥ he/ 20
- ✓ 1/4 < a / b < 4

Avec (a, b) : dimension de la section. He : hauteur d'étage.

$$A = 30\text{cm}, b = 30\text{cm}, he = 340\text{cm}$$

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple sous les charges permanentes et d'exploitations suivant la formule :

$$\text{Avec } N_u \leq \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \text{ BAEL (article b.8.4.1)}$$

Nu : L'effort normal agissant ultime

Br : Section réduite du poteau (en cm²).

As : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

Fc₂₈ : Résistance à la compression de béton.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ Coefficient de sécurité du béton .

$\gamma_s = 1,15$ Coefficient de sécurité de l'acier.

A : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda < 50. \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right. \quad \text{BAEL article b.8.4.1}$$

On se fixe l'élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans les Compressions

centrées suivant l'article **b.8.4.1 de CBA 93** d'où $\frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,708$

On suppose que **As = 0** (cas le plus défavorable) donc :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{Br f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A.F_e}{\gamma_s} \right)$$

II- 1.4. Les voiles :

Le mur voile est un élément constructif qui est destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments, car il donne une rigidité très élevée. Ils sont sollicités par un effort normal "N" un effort tranchant "V" et un moment fléchissant qui est max dans la section d'encastrement.

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article **7.7.1 du RPA99** ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations

D'après cet article :

- ❖ « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : L : portée du voile et e : épaisseur du voile.

- ❖ « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

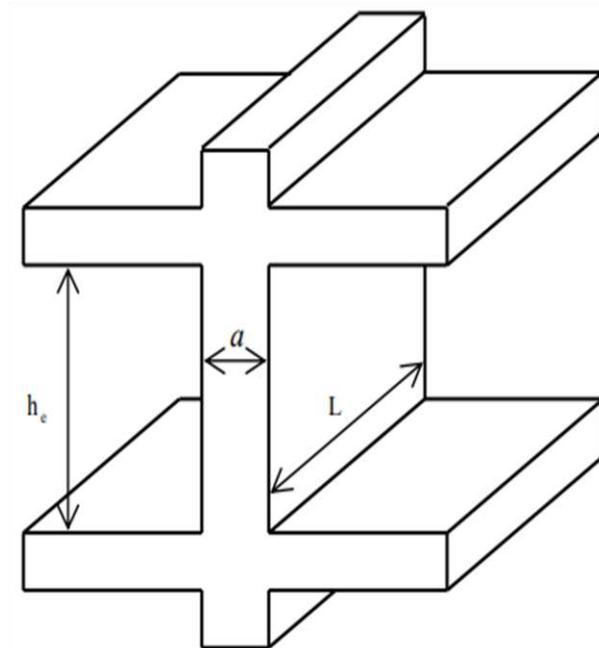


Figure II - 4 : Coupe d'un voile en élévation

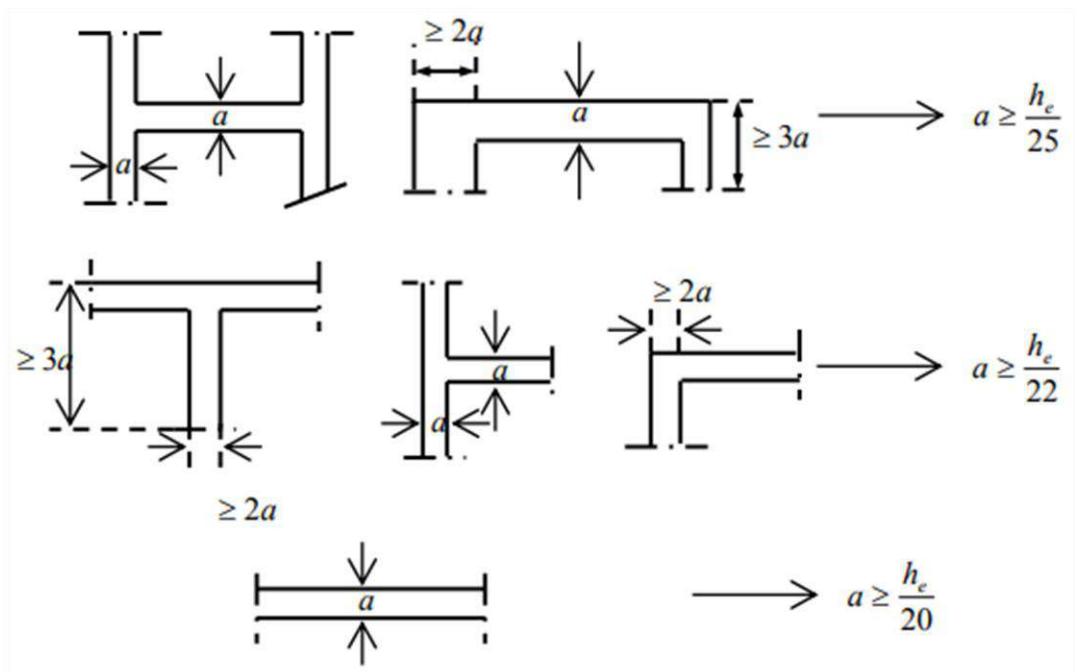


Figure II - 5 : Coupe d'un voile en plan

Dans notre cas :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right).$$

$$h_e = 3.40 - \text{Min}(0.45, 0.40) = 3$$

Pour un voile rigidifié à ses deux extrémités :

$$e_{\min} = \max(15\text{cm}, \frac{h_e}{20}) = \max(15\text{cm}, 15\text{cm}) = 15\text{cm}$$

Pour un voile rigidifié à une extrémité :

$$e_{\min} = \max(15\text{cm}, \frac{h_e}{22}) = \max(15\text{cm}, 13.63\text{cm}) = 15\text{cm}$$

Pour un voile non rigidifié :

$$e_{\min} = \max(15\text{cm}, \frac{h_e}{25}) = \max(15\text{cm}, 12\text{cm}) = 15\text{cm}$$

Conclusion :

L'épaisseur adoptée des voiles est de $e = 15\text{cm}$.

II- 1.5. Les escaliers :

L'escalier se présente comme un escalier traditionnel en béton armé de largeur 1.4 m et longueur de volée 1.95 m et avec un palier (poser sur une poutre palière) ET poutre brisé.

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton arme coule sur place, Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé : Escaliers à paillasse orthogonales.

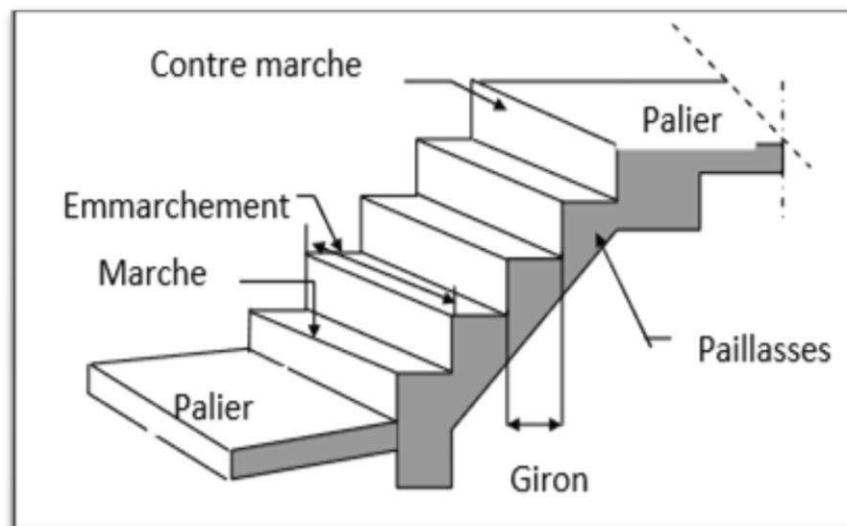


Figure II – 6 : Composant d'un escalier.

Les éléments composant un escalier sont :

- La marche : est la partie horizontale où l'on marche.
- L'embranchement : est la longueur utile de la marche.
- Le giron : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée(G).
- Le mur d'échiffre : est celui qui limite l'escalier et sert d'appui à la paillasse.
- La contremarche : est la partie verticale d'une marche(h).
- Le jour : est la projection horizontale d'un escalier qui laisse au milieu un espace qui peut être nul ou assez important pour un ascenseur.
- Le collet : est la largeur de la marche du côté jour.

- La ligne de foulée : est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier et qui tracée à environ 0,50 m de la ligne jour (côté jour).
- La volée : est un ensemble ininterrompu de marches d'un palier à un autre(L).
- Le palier de repos : est la partie horizontale d'un escalier entre deux volées.
- Le garde-corps ou la rampe : est une protection des volées et des paliers du côté du vide.

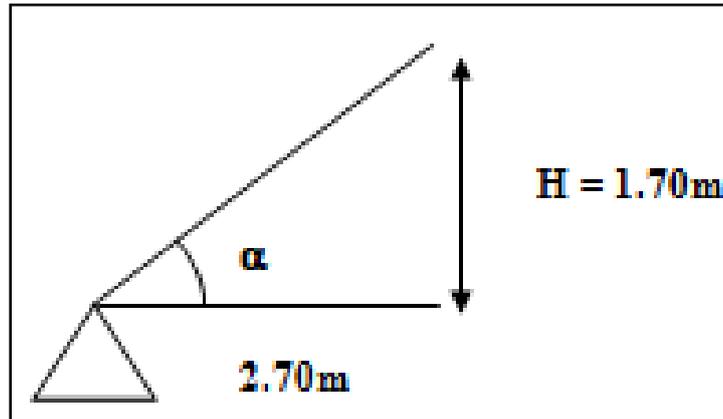


Figure II – 7 : Schéma statique d'escalier.

❖ Relation de Blondel

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel :

$$59 < (g+2h) < 66.$$

❖ Pré dimensionnement de la paillasse et de palier :

- ✓ Hauteur d'escalier : $H = 1.70\text{m}$.
- ✓ Choix de la hauteur de la marche : $14 \leq h \leq 18 \Rightarrow h = 17\text{cm}$
- ✓ Détermination du nombre de marches :

$$N = H / h = 170 / 17 \Rightarrow n = 10 \text{ marches}$$

$$\checkmark \quad 24 \leq g \leq 32 \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} = \frac{270}{10-1} = 30\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

❖ Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$\text{On trouve} \quad 59 < (30+2 \times 17) < 66 \Rightarrow 59\text{cm} < 64\text{cm} < 66\text{cm}$$

- h : varié de 14 cm à 20 cm.
- g : varié de 22 cm à 33 cm.

$$\checkmark \quad \text{L'inclinaison de la paillasse : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0.62 \rightarrow \alpha = 31.79^\circ$$

❖ La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g \times (n - 1) = 30 \times (10 - 1) = 270\text{cm}$$

$$\checkmark \quad \text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 9 \leq e \leq 13.5$$

On prend comme épaisseur : $e = 12\text{cm}$

L'épaisseur de palier est la même que celle de la paillasse donc $e = 12\text{cm}$

II- 2. Descente de Charge

Introduction

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

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

II- 2.1. Définition :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation, et pour pouvoir pré dimensionner ces éléments.

II- 2.2. Loi de dégression des charges (DTR.B.C article 63) :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement. On adoptera pour le calcul :

- ❖ Sous terrasse Q_0 .
- ❖ Sous dernier étage Q_0+Q_1 .
- ❖ Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- ❖ Sous le troisième étage $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- ❖ Sous le quatrième étage $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- ❖ Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$.

II- 2.3. Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(0.03 \times \frac{0.1}{2}\right) = 0.068 \text{ m}^2$$

$$G = (0.068 \times 2500) = 170 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Enduit en ciment } 0.01 \times 2500 = 25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge Permanente : } G = 195 \text{ kg/m}^2$$

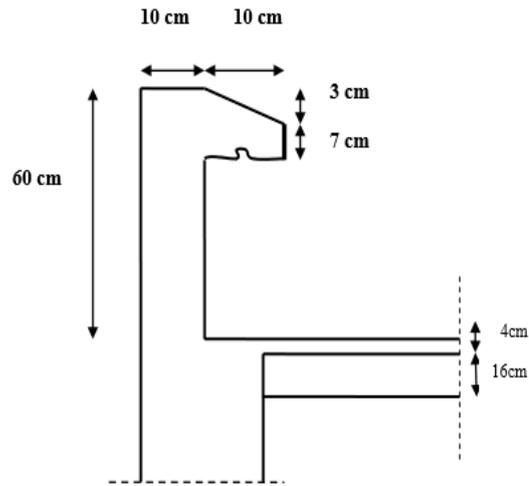


Figure II-8: Dimension d'un acrotère.

II- 2.4. Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

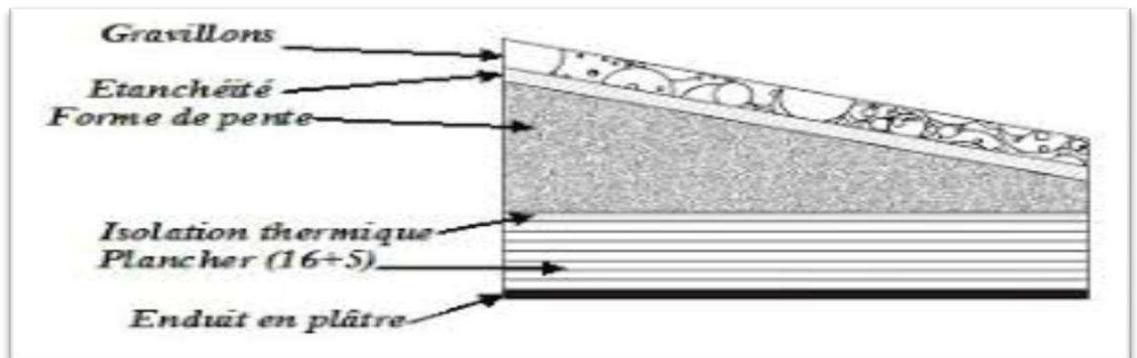


Figure II-9: Différents couches constitutifs du plancher terrasse inaccessible.

Protection gravillon (5cm)	$0.05 \times 1700 = 85 \text{ kg/m}^2$.
Etanchéité multicouches (2cm)	$0.02 \times 600 = 12 \text{ kg/m}^2$.
Béton de pente (8cm)	$0.08 \times 2000 = 160 \text{ kg/m}^2$.
Isolation thermique (4cm de liège)	$0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$.
Poids propre de la dalle (16+4cm)	$0.2 \times 1375 = 275 \text{ kg/m}^2$.
Enduit plâtre (2cm)	$0.02 \times 1300 = 26 \text{ kg/m}^2$.
$G_{\text{terra}} = 574 \text{ kg/m}^2$.	
$Q_{\text{terra}} = 100 \text{ kg/m}^2$.	

Tableau II – 1: charge G et Q du plancher terrasse inaccessible.

II- 2.5. Plancher RDC et étage :

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

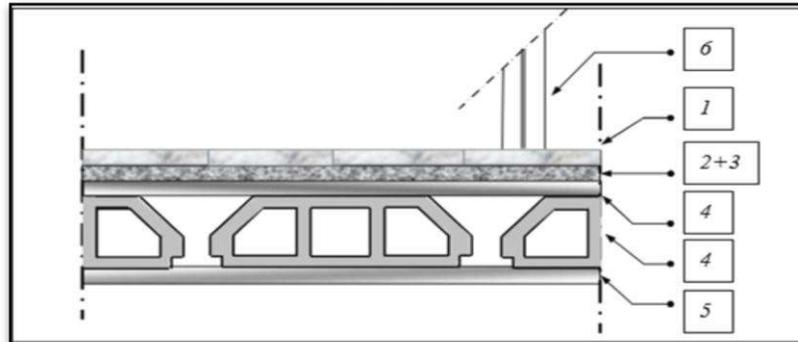


Figure II-10: Différents couches constitutifs du plancher étage.

Revêtement Carrelage (2cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$.
Mortier de pose la chape (2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
Lit de sable (3 cm)	$0.03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$.
plancher (16+4cm)	$0.02 \times 1375 = 275 \text{ kg/m}^2$.
Enduit plâtre (2 cm)	$0.02 \times 1300 = 26 \text{ kg/m}^2$.
Cloison de répartition	100 kg/m^2 .
$G_{ec} = 539 \text{ kg/m}^2$.	
$Q_{ec} = 150 \text{ kg/m}^2$.	

Tableau II – 2: Charge G et Q du plancher du Plancher étage .

II- 2.6. Escalier à paillasses orthogonales ($\alpha=31^\circ$) :

a) Palier :

Revêtement Carrelage (2cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$.
Mortier de pose la chape (2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
Lit de sable (3 cm)	$0.03 \times 1800 = 54 \text{ kg/m}^2$.
Poids propre du palier (18cm)	$0.18 \times 2500 = 450 \text{ kg/m}^2$.
Enduit en ciment (2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
$G_{\text{Palier}} = 628 \text{ kg/m}^2$	
$Q_{\text{Palier}} = 250 \text{ kg/m}^2$.	

Tableau II – 3: Charge G et Q du palier.

b) Volée :

Revêtement Carrelage (2cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$.
Mortier de pose la chape (2cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
Poids propre de la marche	$(0.17 \times 2500) / 2 = 250 \text{ kg/m}^2$.
Poids propre de la paillasse (10cm)	$(0.10 \times 2500) / \cos \alpha = 294.12 \text{ kg/m}^2$.
Enduit ciment (2 cm)	$(0.02 \times 2000) / \cos \alpha = 47.05 \text{ kg/m}^2$.
$G_{\text{volée}} = 675.17 \text{ kg/m}^2$	
$Q_{\text{volée}} = 250 \text{ kg/m}^2$	

Tableau II – 4: Charge G et Q de la volée

II- 2.7. Balcons :

Les balcons sont construits en dalle pleine

Carrelage	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
Mortier de pose	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$.
Lit de sable	$(0.18 \times 2500) = 225 \text{ kg/m}^2$.
Dalle en BA	$0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$.
Enduit ciment	$(0.02 \times 2000) = 40 \text{ kg/m}^2$.
$G_{\text{balc}} = 720 \text{ kg/m}^2$	
$Q_{\text{balc}} = 350 \text{ kg/m}^2$	

Tableau II – 5: évaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

II- 2.8. Maçonnerie de mur extérieur :

Brique creuse (15+10cm)	$0.25 \times 1200 = 300 \text{ kg/m}^2$.
Enduit en ciment (3cm)	$0.03 \times 2000 = 60 \text{ kg/m}^2$.
Enduit plâtre (2 cm)	$0.02 \times 1300 = 26 \text{ kg/m}^2$
$G = 386 \text{ kg/m}^2$	

Tableau II – 6 : Charge G et Q de la maçonnerie extérieure

Conclusion :

Élément		Charge permanente G (kg/m ²)	Charge d'exploitation Q (kg/m ²)
Plancher de terrasse		574	100
Plancher d'étage		539	150
Mure extérieure		386	/
Voile		836	/
Balcon accessible		720	350
Escalier à paillasse orthogonales	Volée	675.17	250
	Palier	628	250

Tableau II – 7: Tableau récapitulatif des différents charge G et Q

II- 2.9. Poteau :

a) Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

Poteau de rive (D3)	$S = (1.35 \times 1.85) + (1.85 \times 2.65) = 7.4 \text{ m}^2$
Poteau intermédiaire (F1)	$S = (1.35 \times 1.85) \times 4 = 9.99 \text{ m}^2$
Poteau d'angle (F4)	$S = (1.85 \times 1.35) = 2.49 \text{ m}^2$

Tableau II – 8: Surface revenant à chaque poteau

❖ **Poteau intermédiaire:**

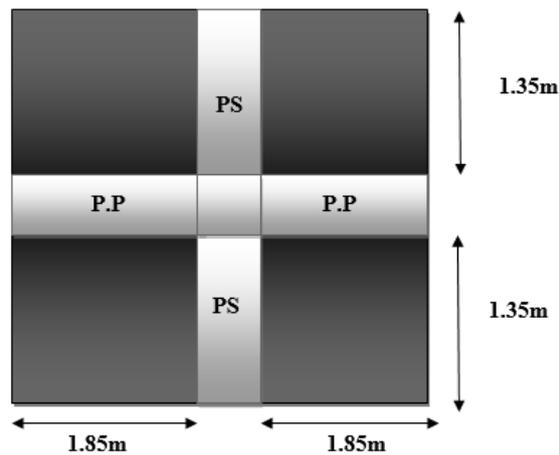


Figure II -11 : Section du poteau intermédiaire

NIVEAU	ELEMENT	G (Kg)	Q (Kg)
N 1	- Plancher terrasse	5734.26	9.99 × 100
	- Poutre principale	1248.75	
	- Poutre secondaire	971.25	
	Surcharge d'exploitation		100
	TOTALE	7953.76	999
N 2	- Venant N1	7953.76	999 + (150 × 9.99)
	- Plancher étage courant	5384.61	
	- Poutre principale	1248.75	
	- Poutre secondaire	971.25	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	19967.21	2497.5
N 3	- Venant N2	19967.21	999 + 0.95(2997)
	- Plancher étage courant	5384.61	
	- Poutre principale	1248.75	
	- Poutre secondaire	971.25	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	31980.66	3846.15
N 4	- Venant N3	31980.66	999 + 0.9 × (2997 + 150 × 9.99)
	- Plancher étage courant	5384.61	
	- Poutre principale	1248.75	
	- Poutre secondaire	971.25	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
N 5	- Venant N4	43994.11	999 + 0.85 (4495.5 + 150 × 9.99)
	- Plancher étage courant	5384.61	
	- Poutre principale	1248.75	
	- Poutre secondaire	971.25	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	56007.56	6093.9

Tableau II – 9: Tableau des charges appliquées au poteau intermédiaire

❖ Poteau de rive :

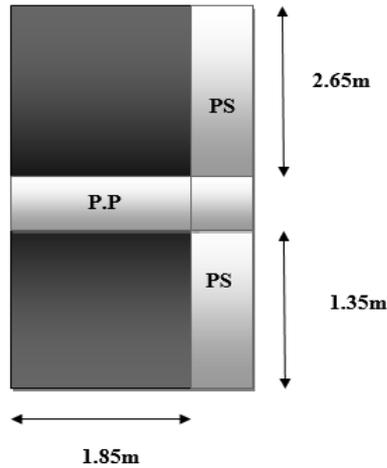


Figure II - 12 : Section poteau de rive

NIVEAU	ELEMENT	G (Kg)	Q (Kg)
N 1	- Plancher terrasse	4247.6	$Q_0 = 7.4 \times 100$
	- Poutre principale	624.375	
	- Poutre secondaire	1050	
	- Acrotère	780	
	Surcharge d'exploitation		100
	TOTALE	6701.975	740
N 2	- Venant N1	6701.975	$Q_0 + Q_1$ $740 + (150 \times 7.4)$ $= 1850$
	- Plancher étage courant	3988.6	
	- Poutre principale	624.375	
	- Poutre secondaire	1050	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	16773.79	1850
N 3	- Venant N2	16773.79	$740 + 0.95(2220)$
	- Plancher étage courant	3988.6	
	- Poutre principale	624.375	
	- Poutre secondaire	1050	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	26080.605	2849
N 4	- Venant N3	26080.605	$740 + 0.9$ $(2220 + 150$ $\times 7.4)$
	- Plancher étage courant	3988.6	
	- Poutre principale	624.375	
	- Poutre secondaire	1050	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	36152.42	3737

N 5	- Venant N4	36152.42	740 + 0.85(4440)
	- Plancher étage courant	3988.6	
	- Poutre-long	624.375	
- Poutre-tran	1050		
- Poteaux	765		
- Mur	3643.84		
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	46224.235	4514

Tableau II – 10: Tableau des charges appliquées au poteau de rive

❖ Poteau d'angle :

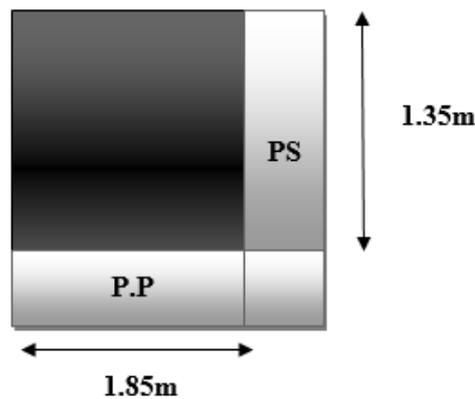


Figure II - 13 : Section poteau d'angle

NIVEAU	ELEMENT	G (Kg)	Q (Kg)
N 1	- Plancher terrasse	1429.26	Q₀ = 100 × 2.49
	- Poutre principale	624.375	
	- Poutre secondaire	354.375	
	- Acrotère	780	
	Surcharge d'exploitation	3188.01	100
N 2	- Venant N1	3188.01	Q₀ + Q₁ = 249 + (150 × 2.49)
	- Plancher étage courant	1342.11	
	- Poutre principale	624.375	
	- Poutre secondaire	354.375	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	9917.71	622.5
N 3	- Venant N2	9917.71	249 + 0.95(747)
	- Plancher étage courant	1342.11	
	- Poutre-long	1248.75	
	- Poutre-tran	708.75	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	16647.41	958.65
N 4	- Venant N3	16647.41	249 + 0.9

	- Plancher étage courant	1342.11	(747 + 150 × 2.49)
	- Poutre-long	624.375	
	- Poutre-tran	354.375	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	23377.11	1257.45
N 5	- Venant N4	23377.11	249 + 0.85 (1494)
	- Plancher étage courant	1342.11	
	- Poutre-long	624.375	
	- Poutre-tran	354.375	
	- Poteaux	765	
	- Mur	3643.84	
	Surcharge d'exploitation		150
	TOTALE	30106.81	1518.9

Tableau II – 11: Tableau des charges appliquées au poteau d'angle

	Poteau de rive	Poteau intermédiaire	Poteau d'angle
G (kg)	46224.235	56007.56	30106.81
Q (kg)	4514	6093.9	1518.9

Tableau II – 12: Tableau de résultats

b) Vérification de la section de poteau :

Poteaux (30x30) :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{Br f_c 28}{0.9 \gamma_b} + \frac{A.F_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{C.B.A.93.B.4.8.1page156}).$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2} = 0.708$$

$$\alpha = 0.708$$

$$Br = (b-2) \times (h-2) = (30-2) \times (30-2) = 784 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_U = 1.35(56007.56) + 1.5(6093.9) = 84751.056 \text{ kg} = 84.751 \text{ Tf}$$

$$A_{min} \geq \max \{0.2 \times b \times h \div 100; 8(b+h) \div 100\}$$

$$A_{max} = \{1.8 ; 4.8\}$$

$$= 4.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A_{max} = 4T14 = 6.16 cm²**

Donc on a :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{Br f_c 28}{0.9 \gamma_b} + \frac{A.F_e}{\gamma_s} \right) \quad Nu \leq 0.708 \left(\frac{784 \times 250}{0.9 \times 1.5} + \frac{4.8 \times 4000}{1.15} \right) \rightarrow Nu \leq 114611.63$$

$$84.751 \text{ Tf} \leq 114.611 \text{ Tf} \dots \dots \dots \text{Ok vérifié}$$

✓ **On prend les poteaux avec section (30x30) cm².**

Chapitre III:
Chapitre III:
Ferraillage des
Ferraillage des
éléments secondaires.
éléments secondaires.

III. Ferrailage des éléments secondaires

Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne, de la structure.

III-1. Les plancher :

Le plancher en corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent directement les hourdis creux en ciment. Sur leur partie supérieure repose une dalle dite «dalle de compression » en béton armée avec des treillis soudés. Ce type de plancher est léger et très économique.

III-1.1. Méthode de calcul :

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée) et des actions appliquées on peut être amené à calculer: - soit une poutre isostatique par le RDM, -soit une poutre hyperstatique par la méthode forfaitaire ou celle de Caquot.

III-1.1.1.La méthode de Caquot :

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Elle convient notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est justement là, la méthode la mieux adoptée pour notre cas. Pour le calcul de notre plancher, on a utilisé la méthode de Caquot.

➤ Etape de calcul par la méthode de Caquot :

↪ Moment en travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M_t = -\frac{p}{2}x^2 + \frac{pl}{2}x + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \left(\frac{x}{l}\right)$$

↪ Moment sur appuis :

Le moment sur l'appui central est donné par la relation suivante :

$$M_a = \frac{p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$$

- L' = L pour une travée de rive avec appui simple de rive.

- L' = 0.8L pour une travée intermédiaire.

Effort tranchant : $T(x) = -qx + \frac{ql}{2} - \frac{M_w}{l} + \frac{M_e}{l}$

T est max au niveau des appuis ($x = 0, x = l$).

III-1.2. Dimensionnement des poutrelles:

- Détermination des efforts internes : Nous avons un seul type de poutrelle, on va déterminer les efforts internes pour ce type par la méthode de Caquot.

- Condition d'application de méthode forfaitaire

Choix de la méthode de calcul Condition de l'application de la méthode Forfaitaire :

$$G = 0.574 \text{ t / m}^2$$

$$Q = 0.1 \text{ t / m}^2$$

$$Q = 0.1 \text{ t/m}^2 \leq \max(2G, 5) \rightarrow 0.1 \leq \max(2 \times 0.574, 5) \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Section de toutes les travées = constante \rightarrow inertie constante..... CV
- La fissuration est préjudiciable même avec l'étanchéité..... CNV
- Le rapport des portées des travées successives :
 $0.8 < L_i/L_{i+1} = 3.35/3.70 = 0.90 < 1.25 \dots \dots \dots \text{CV}$
- Donc la méthode de calcul sera celle de Caquot.

- Charges et combinaisons :

1. Terrasse : $G=574\text{Kg/m}^2$ $Q=100 \text{ Kg/m}^2$

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (5.74) + 1.5 \times (1) = 9.25 \text{KN/m}^2$

$$P_u = 0.65 \times 9.25 = 6.01 \text{KN/ml}$$

ELS: $P_s = G + Q = 5.74 + 1 = 6.74 \text{ KN/m}^2$

$$P_s = 0.65 \times 6.74 = 4.38 \text{KN/ml}$$

$b = 0.65$ étant la largeur de la table de compression.

2. Etage courant : $G=539\text{Kg/m}^2$ $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$ $N_u = 1.35 \times (5.39) + 1.5 \times (1.50) = 9.53 \text{KN/m}^2$

$$P_u = 0.65 \times 9.53 = 6.19 \text{KN/ml}$$

ELS : $P_s = G + Q = 5.39 + 1.50 = 6.89 \text{ KN/m}^2$

$$P_s = 0.65 \times 6.89 = 4.47 \text{KN/ml}$$

$b = 0.65 \text{m}$ étant la largeur de la table de compression.

Poutrelle :

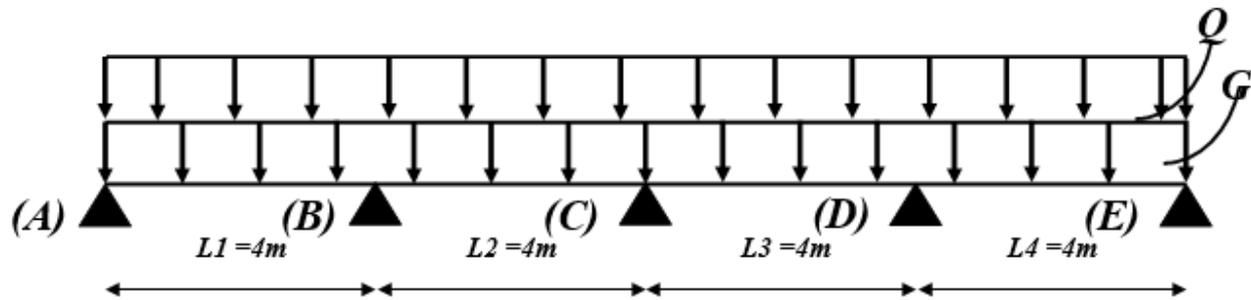


Figure III -1 : Schéma statique de calcul.

Terrasse : $G_t = 5.74 \text{ KN/m}^2$, $Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$, $P_u = 6.01 \text{ KN/ml}$, $P_s = 4.38 \text{ KN/ml}$

$L' = L_1 = 4\text{m}$, $L'' = 0.8 L_2 = 3.2\text{m}$, $L''' = 0.8 L_3 = 3.2\text{m}$, $L_4 = 4\text{m}$

- Calcul des moments et effort tranchant à ELU :

Calcul des moments :

► Moment en appuis :

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w' + l_e')} = -\frac{(6.01 \times 4^3) + (6.01 \times 3.2^3)}{8.5(4 + 3.2)} = -9.50 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{(6.01 \times 3.2^3) + (6.01 \times 3.2^3)}{8.5(3.2 + 3.2)} = -7.24 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{(9.25 \times 3.2^3) + (9.25 \times 4^3)}{8.5(3.2 + 4)} = -9.50 \text{ KN.m}$$

► Moment en travée :

$$*M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.01}{2}x^2 + \frac{6.01 \times 4}{2}x - 9.50\left(\frac{x}{4}\right) = -3x^2 + 9.64x$$

$$-3x^2 + 9.64x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6x + 9.64 = 0 \rightarrow x = \frac{9.64}{6} = 1.60\text{m}$$

$$M(1.60) = 7.74 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant: $T(0) = 9.64 \text{ KN}$, $T(4) = -14.36 \text{ KN}$

$$*M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.01}{2}x^2 + \frac{6.01 \times 4}{2}x - 9.50\left(1 - \frac{x}{4}\right) -$$

$$7.24\left(\frac{x}{4}\right) = -3x^2 + 12.59x - 9.50$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6x + 12.59 = 0 \rightarrow x = \frac{12.59}{6} = 2.09\text{m}$$

$$M(2.09) = 3.70 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant: $T(0) = 12.59 \text{ KN}$, $T(4) = -11.41 \text{ KN}$

$$*M_{(C-D)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.01}{2}x^2 + \frac{6.01 \times 4}{2}x - 7.24\left(1 - \frac{x}{4}\right) - 9.50\left(\frac{x}{4}\right) = -3x^2 + 11.46x - 7.24$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6x + 11.46 = 0 \rightarrow x = \frac{11.46}{6} = 1.91m$$

$$M(1.91) = 3.70 \text{KN} \cdot m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 11.46 \text{KN}, T(4) = 12.54 \text{KN}$$

$$*M_{(D-E)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.01}{2}x^2 + \frac{6.01 \times 4}{2}x - 9.50\left(1 - \frac{x}{4}\right) = -3x^2 + 14.40x - 9.50$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6x + 14.40 = 0 \rightarrow x = \frac{14.40}{6} = 2.4m$$

$$M(2.4) = 7.78 \text{KN} \cdot m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 14.40 \text{KN}, T(4) = -9.60 \text{KN}$$

– Calcul des moments et effort tranchant à ELS :

Calcul des moments :

► Moment en appuis :

$$M_A = M_E = 0 \text{KN} \cdot m$$

$$M_B = -\frac{P_W l'_W + P_e l'_e}{8.5(l'_W + l'_e)} = -\frac{(4.38 \times 4^3) + (4.38 \times 3.2^3)}{8.5(4 + 3.2)} = -6.92 \text{KN} \cdot m$$

$$M_C = -\frac{(4.38 \times 3.2^3) + (4.38 \times 3.2^3)}{8.5(3.2 + 3.2)} = -5.27 \text{KN} \cdot m$$

$$M_D = -\frac{(4.38 \times 3.2^3) + (94.38 \times 4^3)}{8.5(3.2 + 4)} = -6.92 \text{KN} \cdot m$$

► Moment en travée :

$$*M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.38}{2}x^2 + \frac{4.38 \times 4}{2}x - 6.92\left(\frac{x}{4}\right) = -2.19x^2 + 7.03x$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.38x + 7.03 = 0 \rightarrow x = \frac{7.03}{4.38} = 1.60m$$

$$M(1.60) = 5.64 \text{KN} \cdot m$$

$$\text{Effort tranchant: } T(0) = 7.03 \text{KN}, T(4) = -10.49 \text{KN}$$

$$*M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.38}{2}x^2 + \frac{4.38 \times 4}{2}x - 6.92\left(1 - \frac{x}{4}\right) - 5.27\left(\frac{x}{4}\right) = -2.19x^2 + 9.17x - 6.92$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.38x + 9.17 = 0 \rightarrow x = \frac{9.17}{4.38} = 2.09m$$

$$M(2.09) = 2.68 \text{KN} \cdot m$$

Effort tranchant: T(0) = 9.17KN, T(4) = -8.35KN

$$\begin{aligned} *M_{(C-D)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) \\ &= -\frac{4.38}{2}x^2 + \frac{4.38 \times 4}{2}x - 5.27\left(1 - \frac{x}{4}\right) - 6.92\left(\frac{x}{4}\right) = -2.19x^2 + 8.35x - 5.27 \end{aligned}$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.38x + 8.35 = 0 \rightarrow x = \frac{8.35}{4.38} = 1.91m$$

M (1.91) = 2.68KN.m

Effort tranchant: T(0) = 8.35KN, T(4) = -9.17KN

$$\begin{aligned} *M_{(D-E)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.38}{2}x^2 + \frac{4.38 \times 4}{2}x - 6.92\left(1 - \frac{x}{4}\right) \\ &= -2.19x^2 + 10.49x - 6.92 \end{aligned}$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.38x + 10.49 = 0 \rightarrow x = \frac{10.49}{4.38} = 2.4m$$

M (2.4) = -5.64KN.m

Effort tranchant: T(0) = 10.49KN, T(4) = -7.03KN

❖ **Etage :** $G=539\text{Kg/m}^2$ $Q=150\text{ Kg/m}^2$, $P_u=6.19\text{ KN/ml}$, $P_s=4.47\text{KN/ml}$

$$L' = L_1 = 4m, \quad L' = 0.8 L_2 = 3.2m, \quad L' = 0.8 L_3 = 3.2m, \quad L_4 = 4m$$

- Calcul des moments et effort tranchant à ELU :

Calcul des moments :

► **Moment en appuis :**

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')} = -\frac{(6.19 \times 4^3) + (6.19 \times 3.2^3)}{8.5(4 + 3.2)} = -9.78 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{(6.19 \times 3.2^3) + (6.19 \times 3.2^3)}{8.5(3.2 + 3.2)} = -7.45 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{(6.19 \times 3.2^3) + (6.19 \times 4^3)}{8.5(3.2 + 4)} = -9.78 \text{ KN.m}$$

► **Moment en travée :**

$$*M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.19}{2}x^2 + \frac{6.19 \times 4}{2}x - 9.78\left(\frac{x}{4}\right)$$

$$= -3.09x^2 + 9.94x - 3.09x^2 + 9.94x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.19x + 9.94 = 0 \rightarrow x = \frac{9.94}{6.19} = 1.60m$$

M (1.60) = 7.99KN.m

Effort tranchant: T(0) = 9.94KN, T(4) = -14.82KN

$$*M_{(B-C)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.19}{2}x^2 + \frac{6.19 \times 4}{2}x - 9.78\left(1 - \frac{x}{4}\right) - 7.45\left(\frac{x}{4}\right) = -3.09x^2 + 12.96x - 9.78$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.19x + 12.96 = 0 \rightarrow x = \frac{12.96}{6.19} = 2.09m$$

$$M(2.09) = 10.84KN.m$$

Effort tranchant: T(0) = 12.96KN, T(4) = -11.8 KN

$$*M_{(C-D)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.19}{2}x^2 + \frac{6.19 \times 4}{2}x - 7.45\left(1 - \frac{x}{4}\right) - 9.78\left(\frac{x}{4}\right) = -3.09x^2 + 11.80x - 7.45$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.19x + 11.80 = 0 \rightarrow x = \frac{11.80}{6.19} = 1.91m$$

$$M(1.91) = 3.81KN.m$$

Effort tranchant: T(0) = 11.80KN, T(4) = -12.96KN

$$*M_{(D-E)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{6.19}{2}x^2 + \frac{6.19 \times 4}{2}x - 9.78\left(1 - \frac{x}{4}\right) = -3.09x^2 + 14.83x - 9.78$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -6.19x + 14.83 = 0 \rightarrow x = \frac{14.83}{6.19} = 2.4m$$

$$M(2.4) = 8.01KN.m$$

Effort tranchant: T(0) = 83KN, T(4) = -9.93KN

- Calcul des moments et effort tranchant à ELS :

Calcul des moments :

► Moment en appuis :

$$M_A = M_E = 0 KN.m$$

$$M_B = -\frac{P_w l_w^3 + P_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} = -\frac{(4.47 \times 4^3) + (4.47 \times 3.2^3)}{8.5(4 + 3.2)} = -7.06 KN.m$$

$$M_C = -\frac{(4.47 \times 3.2^3) + (4.47 \times 3.2^3)}{8.5(3.2 + 3.2)} = -5.39 KN.m$$

$$M_D = -\frac{(4.47 \times 3.2^3) + (4.47 \times 4^3)}{8.5(3.2 + 4)} = -7.06 KN.m$$

► Moment en travée :

$$*M_{(A-B)} = -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.47}{2}x^2 + \frac{4.47 \times 4}{2}x - 7.06\left(\frac{x}{4}\right) = -2.24x^2 + 7.18x - 2.24x^2 + 7.18x = 0$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.47x + 7.18 = 0 \rightarrow x = \frac{7.18}{4.47} = 1.60m$$

M (1.60) = 5.75KN. m

Effort tranchant: T(0) = 7.18KN, T(4) = -10.7KN

$$\begin{aligned} *M_{(B-C)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.47}{2}x^2 + \frac{4.47 \times 4}{2}x - 7.06\left(1 - \frac{x}{4}\right) - \\ &5.39\left(\frac{x}{4}\right) = -2.24x^2 + 9.36x - 7.06 \end{aligned}$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.47x + 9.36 = 0 \rightarrow x = \frac{9.36}{4.47} = 2.09m$$

M (2.09) = 2.71KN. m

Effort tranchant: T(0) = 9.36KN, T(4) = -8.52KN

$$\begin{aligned} *M_{(C-D)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) \\ &= -\frac{4.47}{2}x^2 + \frac{4.47 \times 4}{2}x - 5.39\left(1 - \frac{x}{4}\right) - 7.06\left(\frac{x}{4}\right) = -2.24x^2 + 8.52x - 5.39 \end{aligned}$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.47x + 8.52 = 0 \rightarrow x = \frac{8.52}{4.47} = 1.91m$$

M (1.91) = 2.71KN. m

Effort tranchant: T(0) = 8.52KN, T(4) = -9.36KN

$$\begin{aligned} *M_{(D-E)} &= -\frac{P}{2}x^2 + \frac{PL}{2}x + Mw\left(1 - \frac{x}{L}\right) + Me\left(\frac{x}{L}\right) = -\frac{4.47}{2}x^2 + \frac{4.47 \times 4}{2}x - 7.06\left(1 - \frac{x}{4}\right) \\ &= -2.24x^2 + 10.70x - 7.06 \end{aligned}$$

$$\frac{dM(x)}{d(x)} = 0 \rightarrow -4.47x + 10.70 = 0 \rightarrow x = \frac{10.70}{4.47} = 2.4m$$

M (2.4) = 5.72KN. m

Effort tranchant: T(0) = 10.70KN, T(4) = -7.18KN

- **Récapitulatif des charges et sollicitations :**

Poutre	Type 01					
	ELU			ELS		
Plancher	Map max	Mtrav max	T max	Mapp max	Mtrav max	T max
Terrasse	-9.50	7.78	14.40	-6.92	5.64	10.49
Etage et RDC	-9.78	10.84	14.83	-7.06	5.75	10.70

Tableau III – 1 : Tableau des charges et sollicitation de la poutrelle.

III-1.3. Ferraillage des poutrelles :

➤ ELU (armateurs longitudinales) :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bc}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85}{1.5} \times 25 = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm} = 0.18 \text{ m}$$

$$b = 65 \text{ cm} = 0.65 \text{ m}; h_0 = 4 \text{ cm} = 0.04 \text{ m}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.16 \times 10^3$$

$$= 58.90 \text{ KN.m}$$

$$M_0 > M_t \text{ max}$$

Donc l'étude comme une section rectangulaire $(65 \times 20) \text{ m}^2$

On utilise les formules suivant :

$$\mu = \frac{M_{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} \leq \mu_R = 0.392 \rightarrow \hat{A}_s = 0$$

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

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

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} ; F_e = 400 ; \gamma_s = 1.15 ; \sigma_s = 347.8 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u \text{ max}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

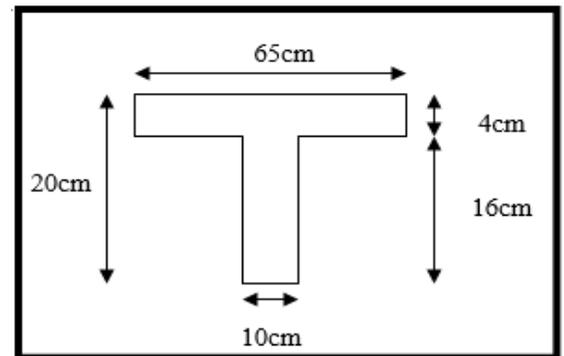


Figure III - 2: dimension d'une poutrelle.

		M_{max} (KN)	μ	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{Adapt} (\text{cm}^2)$
Terrasse	Appui	-9.50	0.031	0.039	0.984	1.54	HA10+HA12=1.92
	Travée	7.78	0.026	0.032	0.987	1.58	2HA12=2.26
Etage	Appui	-9.78	0.032	0.041	0.983	1.25	HA10+HA12=1.92
	Travée	10.48	0.036	0.045	0.982	1.76	2HA12=2.26

Tableau III -2 : Tableau Ferraillage des poutrelles

❖ Verification an ELU (BAEL91):

$$A_{min} < A_s \rightarrow A_{min} \geq 0.23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

* En travée (terrasse et étage)

$$A_{min} < A_t$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.217\text{cm}^2 < 1.25 \text{ cm}^2 \\ 0.217\text{cm}^2 < 1.76\text{cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

*** En appui (terrasse et étage)**

$$A_{\min} < A_A$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.217\text{cm}^2 < 1.542 \text{ cm}^2 \\ 0.217\text{cm}^2 < 1.58\text{cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **ELU (armateurs transversales) :**

$$Q_t \geq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; Q_{t \max} \right) \rightarrow Q_t \geq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2 \right) \text{ cm}$$

$$Q_t = 0.571\text{cm} \rightarrow \text{On prend } A_{st} = 2HA8 = 1.0\text{cm}^2$$

➤ **Espacements des armatures (cadres) (BAEL91) :**

$$St \leq \min (0.9d ; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min (0.9(18); 40\text{cm}) = \min (16.2 ; 40\text{cm}) = 16.2$$

On prend $St = 15\text{cm}$.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{db_0}$$

	T_{\max}	τ_u
Terrasse	14.4KN	0.8MPa
Etage	14.83KN	0.824MPa

• **Calcul de contrainte de cisaillement admissible :**

La fissuration est peu préjudiciable :

	τ_u	$\bar{\tau}_u$
Terrasse	0.8MPa	3.25MPa
Etage	0.824MPa	3.25MPa

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPa}) = \min(3.25 ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification la contrainte d'adhérence d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i n. \pi. \phi} = \frac{T_{max}}{0.9 \times 180 \times 100.48}$$

$$\sum U_i n. \pi. \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48$$

	τ_{se}	$\bar{\tau}_{se}$
Terrasse	0.88MPa	3.15MPa
Etage	0.911MPa	3.15MPa

...Condition vérifiée.

❖ **Vérification L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

• **Sur le béton**

On doit vérifier que : $Vu^{max} \leq \bar{V}u = 0.4 \times b_0 \times a \times f_{c28} / \gamma_b$

$$a = 0.9d = 0.9 \times 0.18 = 0.162 \text{ cm}$$

$$\bar{V}u = 0.4 \times 0.1 \times 0.162 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 108 \text{ KN}$$

	Vu^{max}	$\bar{V}u$
Terrasse	14.4KN	108KN
Etage	14.83KN	108KN

.....Condition vérifiée.

• **Sur l'acier**

On doit vérifier que : $A_a \geq \gamma_s / f_e (Vu^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d})$

	A_a	$\gamma_s / f_e (Vu^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d})$
Terrasse	1.542 cm²	0.043
Etage	1.58 cm²	0.044

...Condition vérifiée.

❖ **Ancrage des barres (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99, CBA93):**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \cdot \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

Avec : $\Psi = 1.5$ pour HA

$$L_s = \phi \cdot f_e / 4 \bar{\tau}_{su} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Soit un crochet de $0.4l_s = 0.4 \times 42.40 = 16.96 \text{ cm}$

$L_s = 17 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'E.L.S:**

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables, → Aucune vérification n'est à effectuée

❖ **Vérification vis-à-vis à l'E.L.S**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

En travée: $M_{st}^{\max} = 5.75 \text{ KN.m}$

$$\alpha = 0.024$$

$$\gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{10.84}{5.75} = 1.885$$

$$\alpha = 0.024 \leq \frac{1.885-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.6925 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

En appuis : $M_{sa}^{\max} = 7.06 \text{ KN.m}$

$$\alpha = 0.0298$$

$$\gamma = \frac{9.78}{7.06} = 1.385$$

$$\alpha = 0.0298 \leq \frac{1.385-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4425 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation: (Art.AB68.4.24/BAEL91)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section est égale à 20 cm

L : portée libre est égale à 370 cm.

A : section des armatures.

Mt : moment fléchissant max en travée.

M0: Moment max de la travée isostatique.

b0: largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0.0540 > \frac{1}{22.5} = 0.04 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} = 0.0540 > \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{5.75}{15 \times 58.9} = 0.00658 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{0.928}{10 \times 18} = 0.0051 < \frac{4.2}{f_e} = 0.010 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion:

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. On adopte ferrailage calculé à l'ELU.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suit :

- Armatures longitudinales :

En travée : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Sur appuis : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

- Armatures transversales :

$2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$; Avec: un espacement de **15 cm**.

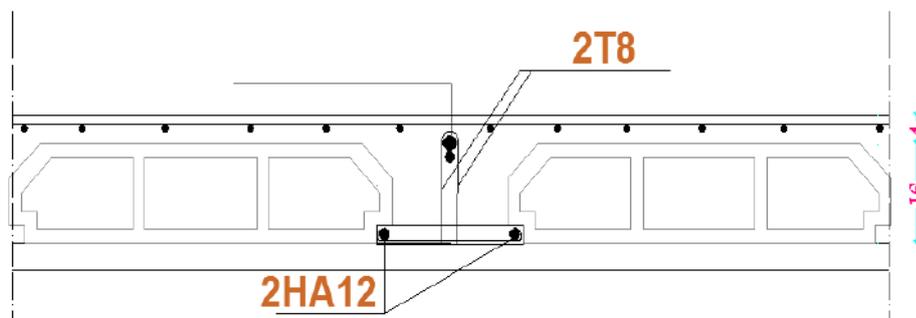


Figure III - 3: Schéma du plancher à corps creux

III-2. Les Balcons :**Introduction :**

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de 1.20m.

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

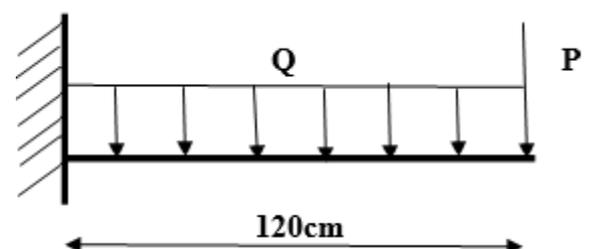
Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

III-2.1. Epaisseur de balcon:

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

III-2.2. Les charges :

- ✓ Charge permanente : $G_{\text{balc}} = 7.20 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Charge d'exploitation : $Q_{\text{balc}} = 3.5 \text{ KN/m}^2$.



✓ La charge des murs : $P = 1.4 \times 1 \times 1 = 1.4 \text{ KN}$

III-2.3. Combinaison des charges :

Figure III -4: Schéma statique.

$$\begin{aligned} \text{ELU : } q_u &= 1.35G + 1.5 Q \\ &= (1.35 \times 7.20) + (1.5 \times 3.5) = 14.97 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 1.4 = 1.89 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{ELS : } q_s &= G + Q \\ &= 7.2 + 3.5 = 10.7 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$P_s = P_{\text{mur}} = 1.4 \text{ KN}$$

III-2.4. Calcul du moment Max et de l'effort tranchant max:

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

$$\text{E.L.U : } q_u = 14.97 \text{ KN/ml} , P_u = 1.89 \text{ KN}$$

$$M_u = (P_u \times L) + q_u (L^2 / 2) = (1.89 \times 1.20) + 14.97 (1.20^2 / 2) = 11.265 \text{ KN.m}$$

$$T_u = P_u + q_u \times L = 1.89 + 14.97 \times 1.20 = 19.854 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } q_{\text{ser}} = 10.7 \text{ KN/ml} , P_{\text{ser}} = 1.4 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = (P_{\text{ser}} \times L) + q_{\text{ser}} (L^2 / 2) = (1.4 \times 1.20) + 10.7 (1.20^2 / 2) = 8.111 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{ser}} = P_{\text{ser}} + q_{\text{ser}} \times L = 1.4 + 10.7 \times 1.20 = 14.24 \text{ KN}$$

III-2.5. Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 11.265 \text{ KN.m} , b = 100 \text{ cm} , d = 13 \text{ cm} , f_{bc} = 14.16 \text{ MPa} , \gamma_b = 1.5$$

$$, \gamma_s = 1.15$$

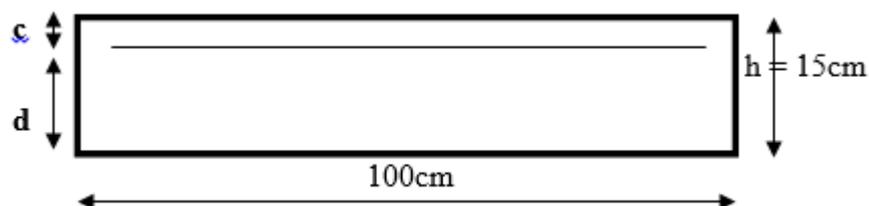


Figure III - 5: Dimensionnement de la section rectangulaire.

- Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11.203}{1 \times 0.13^2 \times 14.16} \times 10^{-3} = 0.0468 \leq 0.391$$

Donc il n'est pas nécessaire d'établir des armatures comprimées $\rightarrow A'_s = 0$

$$\mu = 0.0468 \rightarrow \alpha = 0.0599 \rightarrow \beta = 0.976.$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.203 \times 10^5}{0.976 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 2.537 \text{ cm}^2$$

la section d'armatures total est : $A_s = 2.537 \text{ cm}^2$

On choisit section d'armatures tendues : $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

- **Armatures de repartition :**

$$A_r = A_s/4 = 0.634 \text{ cm}^2$$

On choisit : $2\text{T}8 = 1 \text{ cm}^2$

- **Espacement des barres :**

Armature principal : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 30\text{cm}$

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm}$

- **Calcul de la longueur d'ancrage :**

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32$$

soit $L_s = 50\text{cm} \rightarrow L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm}$

III-2.6. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d (f_{tj} / f_e)$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1/400 = 1.569 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.537 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.854 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.153 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.15 (f_{c28} / \gamma_b) ; 4 \text{ MPa}]$$

$$= \min (0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = f_{t28} \times \Psi_s = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec } (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{Tu}{0.9d \sum ui} = \frac{19854}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.125 \text{ MPa}$$

$$\sum ui = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

pas de risque d'entraînement des barres

III-2.7. Vérification des contraintes à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

• **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

Pour la section rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe Fe400 la section est constante la fissuration est préjudiciable, donc la vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha}$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser}$$

$$\gamma = \frac{11.203}{8.111} = 1.381$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1.381 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.441$$

$$\alpha = 0.0494 < \bar{\alpha} = 0.441 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La section est justifiée vis-à-vis de la compression.

• **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\checkmark \frac{h}{l} = \frac{0.15}{1.2} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} = 0.125 > \frac{Ms}{10 M0} = \frac{8.111}{10 \times 8.111} = 0.1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \frac{As}{bd} = \frac{2.537}{13 \times 100} = 0.00195 < \frac{4}{f_e} = \frac{4}{400} = 0.010 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

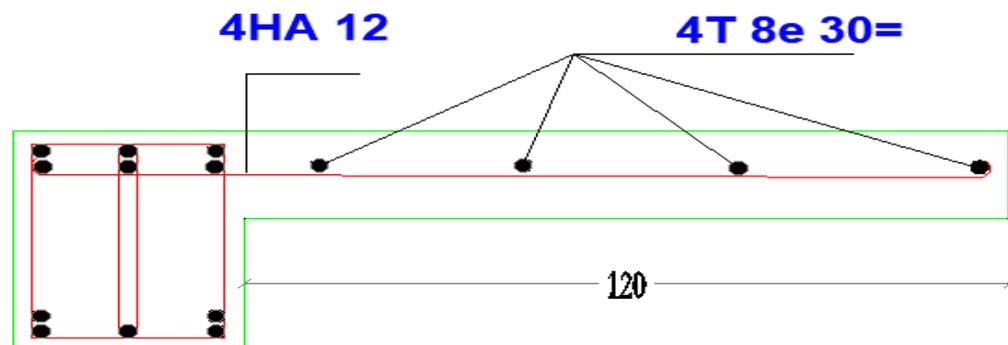


Figure III - 6: Dimensionnement de la section rectangulaire.

III-3. Les escaliers:**III-3.1. Définition :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

III-3.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier est composé de:

- ✓ Un palier d'épaisseur 12cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 12cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

III-3.3. Détermination des charges de calcul :

- **Charges permanentes :**

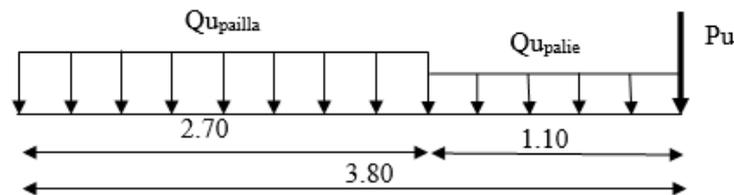
La charge totale de la paillasse: $G_{\text{Paillasse}} = 675.19 \text{ Kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 675.19 \text{ Kg/ml} = 6.75 \text{ KN/ml}$

La charge totale du palier: $G_{\text{Palier}} = 628 \text{ Kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 628 \text{ Kg/ml} = 6.28 \text{ KN/ml}$

La charge des murs (force concentrée) : $P = 3 \times 1 \times 285.6 = 856.8 \text{ Kg} = 8.57 \text{ KN}$

- **Surcharge d'exploitation :**

Le DTR de charges et surcharges nous donne: $Q = 2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$



- **Combinaison des charges et surcharges :**

1) État limite ultime : ELU

$$Q_u \text{ paillasse} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.75 + 1.5 \times 2.5 = 12.863 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u \text{ palier} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.28 + 1.5 \times 2.5 = 12.228 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.3 \times P = 1.35 \times 8.57 = 11.57 \text{ KN}$$

2) État limite de service : ELS

$$Q_s \text{ paillasse} = G + Q = 6.75 + 2.5 = 9.25 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s \text{ palier} = G + Q = 6.28 + 2.5 = 8.78 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 8.57 \text{ KN}$$

III-3.4. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 59.75 \text{ KN.}$$

$$R_A = 24.34 \text{ KN.}$$

$$R_B = 35.41 \text{ KN.}$$

III-3.5. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

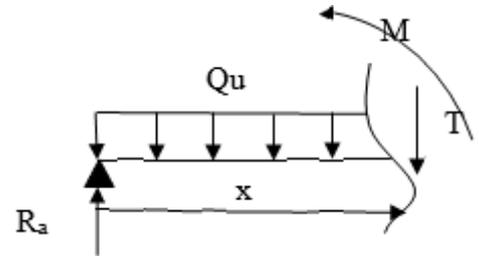
$0 \leq x \leq 2.7$

$$M(x) = -q_u \frac{x^2}{2} + R_A x$$

$$= -12.863 \frac{x^2}{2} + 24.34 x = -6.4315 x^2 + 24.34 x$$

$$T(x) = -q_u x + R_A = -12.863 x + 24.34$$

$$X=0 \left\{ \begin{array}{l} T = 24.34 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right. , X=2.7\text{m} \left\{ \begin{array}{l} T = -10.37 \text{ KN} \\ M = 18.83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



$$T(x) = 0 \rightarrow 12.863 x + 24.34 = 0 \rightarrow x = \frac{24.34}{12.863} = 1.89 \text{ m}$$

Le moment $M(x)$ est max pour la valeur $x = 1.89\text{m}$. Donc:

$$M(1.89) = -6.4315 (1.89)^2 + 24.34(1.89) = 23.02 \text{ KN .m}$$

$$M_{\max} = 23.02 \text{ KN.m}$$

$0 \leq x \leq 1.1$

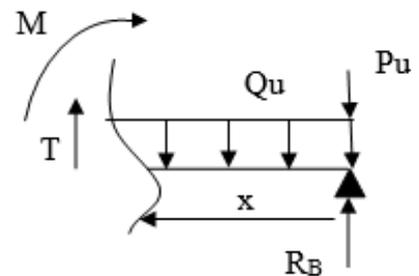
$$M(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - Px + R_B x$$

$$M(x) = -\frac{12.228}{2} x^2 - 11.57 x + 35.41 x$$

$$M(x) = -6.114x^2 + 23.84x$$

$$T(x) = -q_u x + R_B - P = -12.228x + 23.84$$

$$X=0 \left\{ \begin{array}{l} T = 23.84 \text{ KN} \\ M = 0 \end{array} \right. , X=1.1\text{m} \left\{ \begin{array}{l} T = 10.39 \text{ KN} \\ M = 18.83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend:

↪ **En appui:** $M_a = 0.4M_{\max} = 0.4 \times 23.02 = 9.208 \text{ KN.m}$

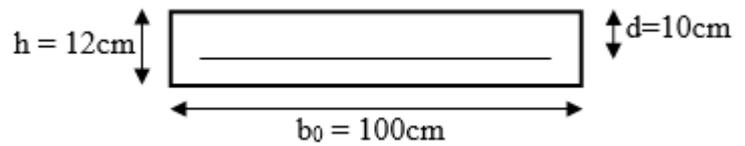
↪ **En travée:** $M_t = 0.75M_{\max} = 0.75 \times 23.02 = 17.265 \text{ KN.m}$

III-3.6. Ferrailage d'escalier :

Le ferrailage des escaliers se fait à l'ELU en flexion simple (fissuration peu nuisible).

Dans notre structure on a un seul type d'escalier.

• **Ferrailage longitudinal :**



Donnés:

$h=0.12m, b=1m, d=0.10m, f_{c28}=25MPa, f_{t28}=2.1MPa, \sigma_s=348MPa, f_{bu}=12,47Mpa.$

$$u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} \quad , \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) \quad , \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

	$M^u_{max}(KN.m)$	u	α	$Z(cm)$	$A_s(cm^2)$	$A_{Adapt}(cm^2)$
Appui	9.208	0.073	0.0948	9.621	2.750	4HA10=3.16
Travée	17.265	0.138	0.1863	9.255	5.36	6HA12=6.79

• **Armatures de répartition :**

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calcule les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_s^{max}}{4} = \frac{5.894}{4} = 1.47 \text{ cm}^2$$

On opte pour: A_s répartition = 2T12 = 2.26cm²

• **Calcul de l'espacement :**

$$St \leq \min(3h, 33) = \min(3 \times 12, 33) = \min(36, 33)$$

$$St \leq 33 \rightarrow St = 15cm$$

III-3.7. Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

- **En appuis:** $A_a = 3.16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.21 \text{ cm}^2$

- **En travées:** $A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.21 \text{ cm}^2$

}Condition vérifiée.

• **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art5.1.2.1):**

$$T_u^{max} = 10.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{10390}{1000 \times 100} = 0.1039 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{f_e}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- **Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :**

$$A_s \geq \frac{T_{max}}{f_{su}} = \frac{10390}{348 \times 100} = 0.314 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.16 \text{ cm}^2 > 0.314 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :**

Il faut vérifier que: $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10930}{0.9 \times 100 \times 125.6} = 0.966 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.966 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **Ancrage des barres (A-6-1-23) :**

Ancrage des barres aux appuis:

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement: $L_s = 35\Phi = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$

Pour les HA10: $L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$

Pour les HA12: $L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4L_s$

Pour les HA10: $L_a = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

Pour les HA12: $L_a = 35 \times 0.4 = 14 \text{ cm}$

Finalement: la longueur $L_a = 17 \text{ cm}$

III-3.8. Vérification à ELS : D'après le BAEL :

Tant que la section rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures. Vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée: $\alpha \leq \bar{\alpha}$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{ser}(\text{KN.m})$	γ	$\bar{\alpha}$	α
Appui	9.208	6.628	1.389	0.445	0.0948
Travée	17.265	12.427	1.389	0.445	0.1863

$A_u > A_{ser}$ Condition vérifiée.

• Condition de fleche : (BAEL)

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.12}{2.7} = 0.044 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition non vérifiée.

✓ $\frac{h}{l} = 0.044 \geq \frac{0.75M_{0ser}}{20M_{0ser}} = 0.0375$ Condition vérifiée.

✓ $\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{5.360}{100 \times 10} = 0.00536 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée.

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

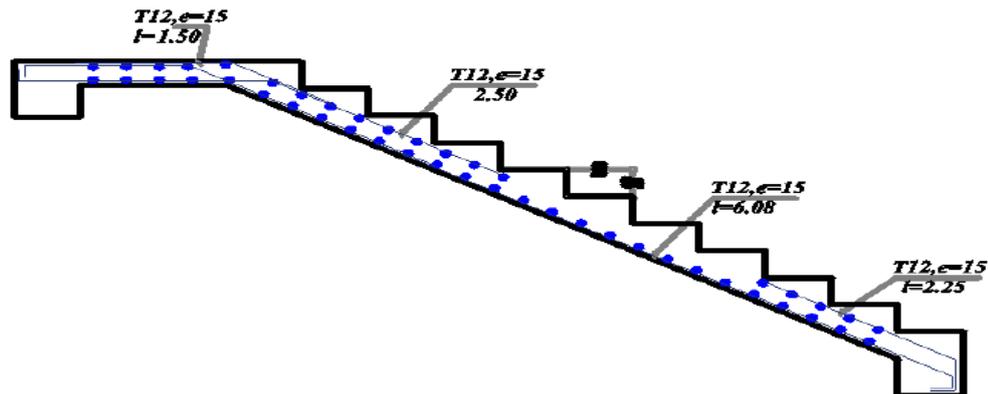


Figure III – 7 : Ferrailage de l'escalier.

III-3.9. Calcul de la poutre palière :

La Poutre palière prévue pour reprendre la réaction du palier de repos, ell' est supposé comme étant simplement appuyées sur les poteaux de ses extrémités en prenant en compte la ventilation des moments aux appuis.

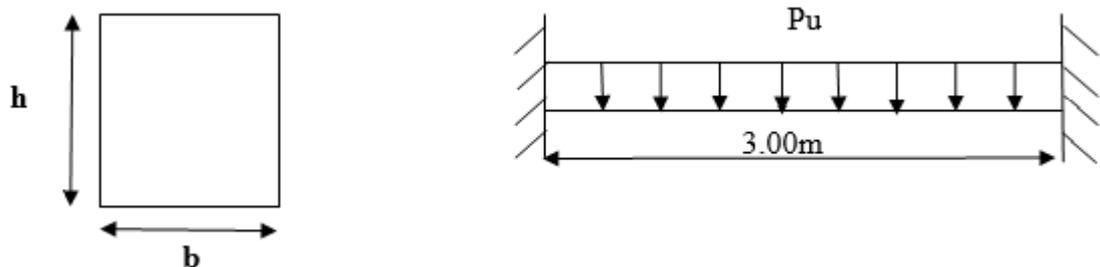


Figure III – 8: Schéma statique de poutre palière.

III-3.9.1. Pré dimensionnement :

La poutre palière a une section (h x b): avec L= 300 cm

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{300}{15} = 20cm \leq h \leq \frac{300}{10} = 30cm$$

On prend: h = 30cm et b= 30cm

• **Vérification selon RPA99/version 2003 :**

- ✓ $b \geq 20cm$, $b=30cm$ Condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30cm$, $h=30cm$ Condition vérifiée.
- ✓ $h/b=1 \leq 4$Condition vérifiée.

• **Evaluation des charges :**

G	
Poids de la poutre	$0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
Poids de palier	$628 \times 1.1 = 6.90 \text{ KN/ml}$
Poids de mur	$285.6 \times 3.08 \times 1 = 8.79 \text{ KN/ml}$
Poids de paille	$675 \left(\frac{2.6}{2}\right) = 8.775 \text{ KN/ml}$
Total	26.71 KN/ml

Tableau III – 2 : Evaluation des charges et surcharges.

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = 2.5 \left(\frac{2.6}{2} + \frac{2.6}{2} + 1.1\right) = 9.25 \text{ KN/ml}$$

III-3.10. Combinaisons des charges :

$$G = 26.71 \text{ KN/ml} \quad , \quad Q = 9.25 \text{ KN/ml}$$

ELU: $P_u = 1.35 \times 26.71 + 1.5 \times 9.25 = 49.934 \text{ KN/ml}$

ELS: $P_{ser} = 26.71 + 9.25 = 35.96 \text{ KN/ml}$

• **Les Sollicitations :**

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{P_u L^2}{12} = \frac{49.934 \times 3^2}{12} = 37.45 \text{ KN.m} \\ M_t &= \frac{P_u L^2}{24} = \frac{49.934 \times 3^2}{24} = 18.73 \text{ KN.m} \\ T_u &= \frac{P_u \times L}{2} = \frac{49.934 \times 3}{2} = 74.901 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \text{ELU}$$

$$\left. \begin{aligned} M_a &= \frac{P_s L^2}{12} = \frac{35.96 \times 3^2}{12} = 26.97 \text{ KN.m} \\ M_t &= \frac{35.96 \times 3^2}{24} = 13.485 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ELS}$$

III-3.11. Ferraillage :

Le ferraillage se fait à l'ELU en flexion simple, sous fissuration peu préjudiciable.

Donnés: $b_0 = 0,3m$; $d = 0.27 m$; $h = 0,30m$; $f_{bc} = 14.16 MPa$

	$M_u(KN.m)$	μ	A	Z(cm)	$\sigma_s(MPa)$	A_u (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
Travée	18.73	0.060	0.077	26.16	348	2.055	0.978	3HA10=2.37
Appui	37.45	0.120	0.160	25.272	348	4.232	0.978	4HA12=4.52

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 27 (2.1 / 400) = 0.978 \text{ cm}^2$$

✓ $A_u > A_{min}$ Condition vérifiée.

III-3.12. Vérification à ELS : D'après le BAEL :

Tant que la section rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures.

Vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée: $\alpha \leq \bar{\alpha}$

	$M_u(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	γ	$\bar{\alpha}$	α
Travée	18.73	13.485	1.388	0.444	0.0779
Appui	37.45	26.97	1.388	0.444	0.160

✓ $A_u > A_{ser}$ Condition vérifiée.

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u^{max} = 74.454 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{74901}{300 \times 270} = 0.9247 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.23 f_{c28}, 4MPa) = 3.25MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} > \tau_u = 0.9247 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

• **Les Armatures transversales :**

Les armatures transversales doivent vérifiées:

$$\phi_t \leq \min \{h / 35, b_0 / 10, \phi\}$$

$$\phi_t \leq \min \{300/35, 300/10, 12\} = \min \{8.57, 30, 12\}$$

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

On adopte pour : $A_t = 2T8 = 1.00\text{ cm}^2$

• **Calcul de l'espacement :**

$$st \leq \min(10.\phi, 15\text{cm})$$

$$st \leq \min(10 \times 1.4, 15\text{cm}) \Rightarrow st = 10\text{cm}$$

$$st' \leq 15 \phi = 15 \times 1.4 = 21\text{cm}$$

$$st' \leq 21\text{cm} \Rightarrow st' = 20\text{cm}$$

$$S = 2h = 2 \times 30 = 60\text{cm}$$

• **Condition de % min:**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4\text{MPa}\right)$$

$$\frac{2.1 \times 400}{30 \times 10} = 2.68\text{ MPa} > \max\left(\frac{0.9247}{2}, 0.4\text{ MPa}\right) = 0.4624\text{MPa}$$

$2.68\text{MPa} > 0.4624\text{ MPa}$ Condition vérifiée.

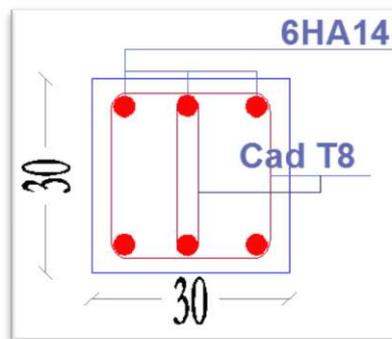


Figure III - 09: Ferraillage de poutre palière.

III-4. L'acrotère :

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur et le ferraillage sera déterminé en flexion composée.

III- 4.1. Coupe verticale de l'acrotère :

III- 4.1.1. Détermination des sollicitations :

• **Poids propre :**

$$G = \rho \times S = 1.7125\text{KN/ml}$$

$$G = 1.7125\text{ KN/ml}$$

Avec:

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

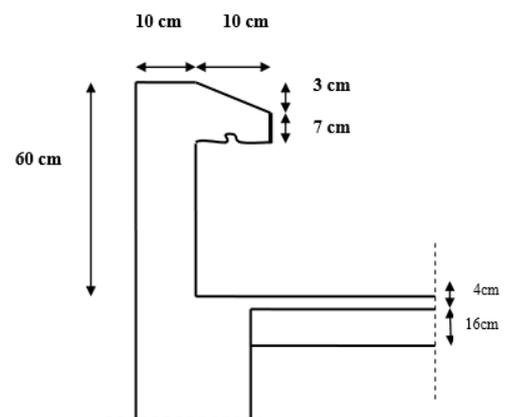


Figure III -10: Dimension d'un acrotère.

- Surcharge d'exploitation: $Q = 1.00\text{KN/ml}$.
- Effort normal dus au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00\text{KN}$.
- Moment de renversement (flexion) du à la surcharge Q : $M = Q \cdot H \cdot 1 = 0.60 \text{ KN.M}$

III- 4.1.2. Diagramme des efforts:

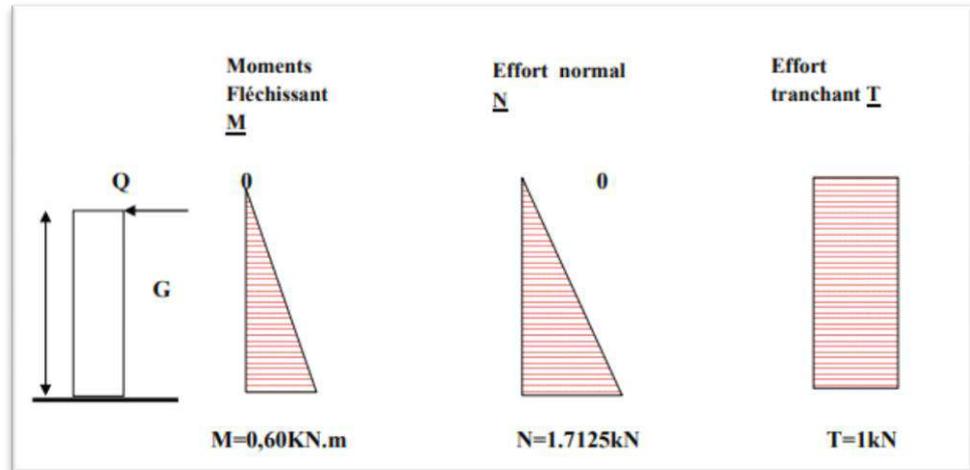


Figure III -11: Schéma statique de l'acrotère

III- 4.1.3. Combinaisons de Charge :

↳ À l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression: $N_u = G = 1.7125 \text{ KN}$ (du à G).
- Moment de flexion: $M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m}$ (du à Q).
- Effort tranchant: $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN}$.

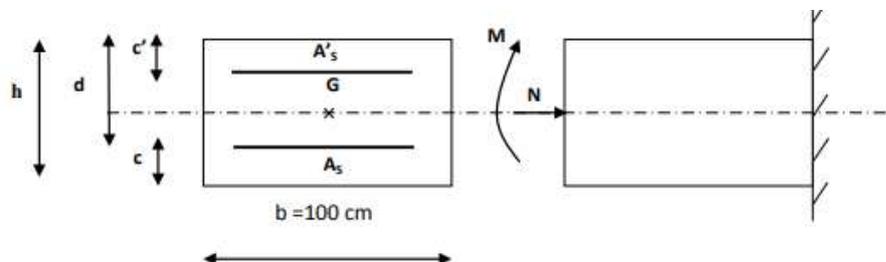
↳ A l'ELS : $G + Q$

- Effort normal de compression: $N_s = G = 1.7125 \text{ KN}$.
- Moment de flexion: $M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant: $T_s = T = 1 \text{ KN}$.

III- 4.1.4. Ferraillage de l'acrotère :

a. Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste à étudier une section rectangulaire ($b \times h$), en flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u . Puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous N_s et M_s .



$h \longrightarrow$ (épaisseur de la section) = 10 cm.

$b \longrightarrow$ (largeur de la section) = 100 cm.

$c = c' \longrightarrow$ (enrobage) = 2 cm.

$d \longrightarrow$ (hauteur utile) = $h - c =$ cm.

b. Position du centre de pression :

$$e_v = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.90}{1.7125} = 0.525m = 53cm.$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3cm.$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :

Mu : moment du à la compression ;

Nu : effort de compression ;

Cp : centre de pression ;

e_u : excentricité ;

C : l'enrobage ;

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « Mf » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III- 4.1.5. Calcul en flexion simple :

a) Moment fictif:

$$M_f = Mu + Nu \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = 0.9 + 1.7125 \times (0.03) = 0.951 \text{KN.m}$$

$$M_f = 0.951 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d \times f_{bu}} = \frac{0.951 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0105$$

$\mu_b = 0.0105 < \mu = 0.392$. La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A's = 0$.

$$\mu_b = 0.010 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.995$$

b) Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.995$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{951}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.343 \text{ cm}^2.$$

c) Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.343 - \frac{1.7125 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.2938$$

$$A_s = 0.2938 \text{ cm}^2$$

III- 4.1.6. Vérifications:

III- 4.1.6.1. Vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right) db$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.7125} = 0.35 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{35 - 0.455 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right) 100 \times 8 = 0.90$$

$$A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que : $A_s < A_{\min}$, n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A_s = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2.$$

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm²** avec un espacement de **St = 20 cm.**

✓ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_r = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2.$$

b- Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec :} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa).}$$

$$\text{et } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.019 \leq \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \right\} = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{la condition est vérifiée,}$$

donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

c- Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad ; \quad \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.048} = 0.208 \text{ MPa}$$

On a $\tau_{se} = 0.208 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies$ donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

d- Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{ 2h, 25 \text{ cm} \} = 20 \text{ cm}$

h = 10 cm. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **20 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III- 4.1.6.2. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

$$\text{Les aciers } \begin{cases} \text{HA : } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ \text{FeE 400} \end{cases} \implies \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$; avec: $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \implies \beta_1 = 0.920 \implies K_1 = 47.50 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0.02.$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$; condition est vérifiée.

Vérifions que : $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$ avec : $\sigma_{bs} = k \sigma_s$

$\sigma_{bs} = 0.02 \times 40.55 = 0.811 \text{ MPa}$; et $\sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

III- 4.1.6.3. Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule: **$F_p = 4.A.C_p.W_p$** .

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage Zone II a
 Groupe d'usage 2 $\implies A = 0.15$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$.

D'où :

F_p = $4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \implies$ Condition vérifiée

Nota :

Dans le cas ou la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

Conclusion :

Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : 4 HA8 = 2.01 cm² espacement de 20 cm.
- ✓ Armatures de répartition : 2HA 8 = 1cm² espacement de 20 cm

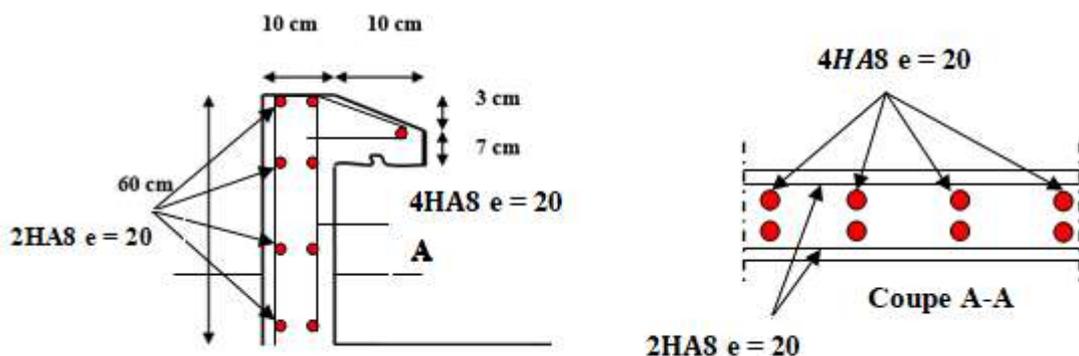


Figure III-12: Schéma de ferrailage de l'acrotère

ChIV:
ChIV:
Etude sismique
Etude sismique

IV. Etude sismique de la structure

Introduction

Le séisme est une secousse ou succession de secousses plus au moins violentes du sol. Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre.

IV- 1. But de l'étude :

Le but de ce chapitre est de déterminer quelles sont les sollicitations qu'engendre un séisme, et cela à chaque niveau du bâtiment.

IV- 2. Choix de la méthode de calcul:

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique modale spectrale.
3. La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

IV-2.1. La méthode statique équivalente:

IV-2.1.1.Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

IV-2.1. 2. Modélisation :

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale

IV-2.1.3. Calcul de la force sismique :

D'après le RPA 99 / version 2003 .article 4-2-3 :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} \times W$$

a. Calcul de coefficient d'accélération : A

D'après le RPA99 version 2003 art4.2.3 tableau 4.1 on a :

$A=f$ (zone, groupe d'usage) Donc: $A=f$ (zone IIa, groupe 2). $A = 0.15$

b. Calcul de coefficient de comportement : R

D'après le RPA99 version 2003 art4.2.3 tableau 4.1 on a :

Nous avons une structure contreventé par voiles donc le coefficient R est égale : $R = 3.5$

c. Calcul de poids de structure : W

Le poids de la structure est nous obtenue dans le logiciel robot structural analyse

Nous avons : $W = 13768,06\text{KN}$

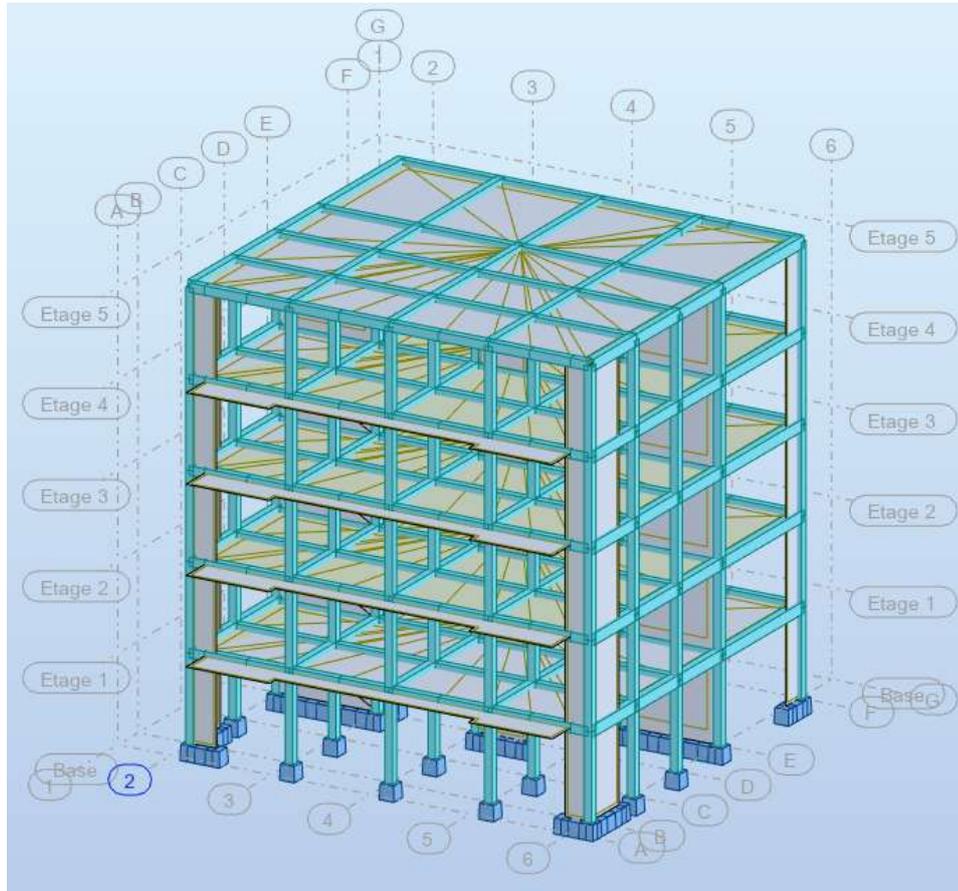


Figure IV- 1: Modèle 3D de la structure.

d. Calcul de facteur d'amplification dynamique moyenne D :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2 / T)^{2/(3.0/T)^{5/3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.763$$

ε : Le pourcentage d'amortissement critique :

Par RPA 99/version 2003 article (4-3-3) tableau (4-7) :

$$S_3: \begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$$

Calcul de T:

- **Sens x-x :**

T empirique

$$T_1 = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.41s$$

$$T_2 = 0.09h_N / \sqrt{D} = 0.36s \quad \text{et} \quad h_N = 17m ; D = 18.15m$$

$$T \text{ empirique} = 0.36s$$

$$1.3T \text{ empirique} = 0.47s$$

- **Sens y-y :**

$$T_1 = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.41s$$

$$T_2 = 0.09h_N / \sqrt{D} = 0.37s \quad \text{et} \quad h_N = 17m ; D = 16.8m$$

$$T \text{ empirique} = 0.37s$$

$$1.3T \text{ empirique} = 0.48s$$

Alors :

$$D_x = D_y = 2.5\eta \quad 0 < T < T_2$$

$$D_x = D_y = 2.5 \times 0.882 = 2.20$$

Les valeurs de T, calculées à partir le modèle numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30 %.

$$1.3 T_e = 1.3 (0.46) = 0.572s$$

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure. Par logiciel robot 2014

e. Calcul de facteur de qualité:

D'après le RPA99version 2003 – art4.5-page 30

- **Sens x-x :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.15$$

- **Sens y-y :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1.15$$

f. Calcul de la force sismique totale (RPA99/V2003 Art-4.2.3) :

- **Sens x-x :**

$$A = 0.15$$

$$D = 2.205$$

$$Q = 1.15$$

$$W = 13768,06 \text{ KN}$$

$$R = 3.5$$

$$V_x = \frac{ADQ}{R} \times W = 1496.24 \text{ KN}$$

- **Sens y-y :**

$$V_y = \frac{ADQ}{R} \times W = 1431,187 \text{ KN}$$

IV-2.2. La méthode dynamique modale spectrale:**IV-2.2.1. 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 la structure.

IV-2.2.2. Modélisation :

- Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des Planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions de rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

IV-2.2.3. Spectre de réponse de calcul :

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

A : Coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 sur RPA)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Après le calcul : le spectre obtenu est représenté sur la figure(V.2) représenté sous forme de courbe :

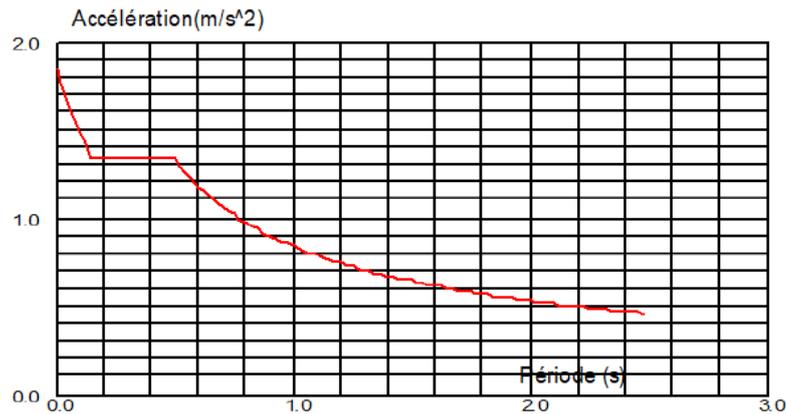


Figure IV -2: la courbe du spectre de la réponse d'accélération suivant la note de calcul du «Robot Structural analysis »

IV-2.2. 4. Nombre de mode considéré :

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

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Masse Modale RZ [%]	Masses Cumulées RZ [%]	Tot.mas RZ [kgm2]
3/ 1	0,58	26,79	38,23	26,79	38,23	1400399,82	1400399,82	0,04	0,04	48963,04
3/ 2	0,49	45,90	39,15	19,11	0,92	1400399,82	1400399,82	0,29	0,33	48963,04
3/ 3	0,42	69,50	69,73	23,60	30,58	1400399,82	1400399,82	0,09	0,42	48963,04
3/ 4	0,16	73,68	77,17	4,18	7,45	1400399,82	1400399,82	0,01	0,43	48963,04
3/ 5	0,12	81,22	77,43	7,54	0,25	1400399,82	1400399,82	0,04	0,47	48963,04
3/ 6	0,10	87,24	87,27	6,03	9,84	1400399,82	1400399,82	0,01	0,48	48963,04
3/ 7	0,07	88,84	89,94	1,59	2,67	1400399,82	1400399,82	0,01	0,49	48963,04
3/ 8	0,06	88,84	89,94	0,00	0,00	1400399,82	1400399,82	0,00	0,49	48963,04
3/ 9	0,06	88,84	89,94	0,00	0,00	1400399,82	1400399,82	0,00	0,49	48963,04

Tableau IV - 1: Cas (modale) modes actif 1..9.

- Estimation de la période fondamentale de la structure selon RPA99/ version 2003 :

Selon le RPA99 la formule de la période fondamentale est :

$$T_{RPA99} \begin{cases} T_X = T_{empirique} = 0.36s & \text{Suivant } x - x \\ T_x = T_{empirique} = 0.36s & \text{Suivant } y - y \end{cases}$$

$$T_1 = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.41s$$

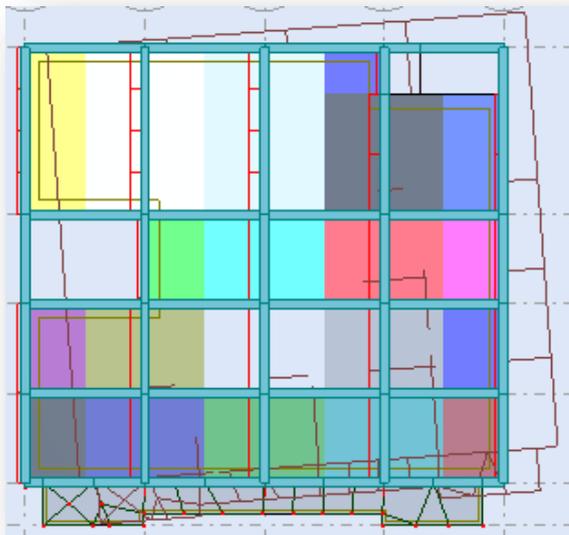
Les valeurs de T, calculées à partir le modèle numérique ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques de plus de 30 %.

1.3T empirique = 0.47s Suivant x-x

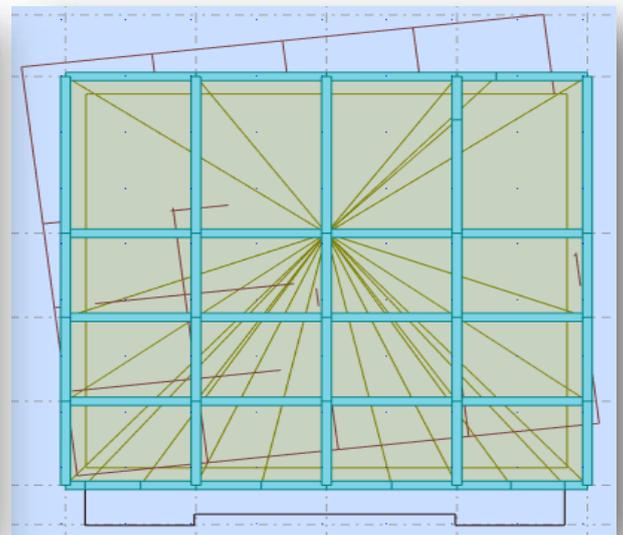
1.3T empirique = 0.48s Suivant y-y

La condition : $T < 1.3T_e$ Condition vérifiée

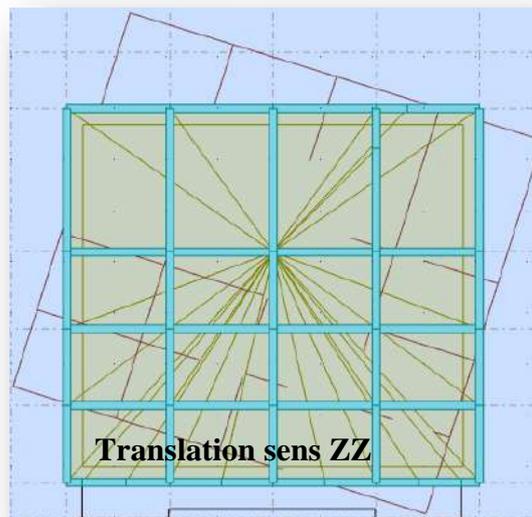
Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure. Par logiciel robot 2014



Translation sens XX



Translation sens YY



Translation sens ZZ

Figure IV - 3: les trois premiers modes de vibrations

IV-2.2. 5. Vérification de RPA 99 :

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

$$V_{\text{dynamique}} \leq 80\% V_{\text{Statique}}$$

Ceci nous donne :

$$V_{\text{dynamique}} = 1233,63 \text{KN} ; V_{\text{Statique}} = 1496,24 \text{KN}$$

$$80\% V_{x \text{ stat}} = 1196,99 \text{ KN} \quad \text{donc : } V_{x \text{ dyn}} > 0,80 V_x \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_{\text{dynamique}} = 1237,26 \text{ KN} ; V_{\text{Statique}} = 1431,187 \text{KN}$$

$$80\% V_{y \text{ stat}} = 1144,95 \text{ KN} \quad \text{donc : } V_{y \text{ dyn}} > 0,80 V_y \dots\dots\dots \text{OK}$$

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est vérifiée.

On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

IV-2.2.6. Vérification des déformations:

D'après RPA99 / version 2003 art 4.4.3 page 37 :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculée comme suit :

$$S_K = R S_{EK} \text{ Tel que :}$$

S_{EK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement ($R = 3.5$)

$$\text{et } \Delta K = dK - dK - 1$$

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 selon x

Δk_y : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 selon y

$\delta_{ex, k}$: Déplacement absolu selon x (Robot structural analyse 2014)

$\delta_{ey, k}$: Déplacement absolu selon y (Robot structural analyse 2014)

$\overline{\Delta k}$: Déplacement relatif admissible

(Le déplacement relatif admissible = 1% hauteur d'étage)

$$\Delta K = 340 \times 0.01 = 3.4 \text{cm}$$

$$\text{La flèche au sommet du bâtiment : } D_{\text{admissible}} = \frac{\text{Totale}}{200} = \frac{1700}{200} = 8.5 \text{cm}$$

Conclusion :

$$D_{\text{admissible}} = 8.5 \text{cm}$$

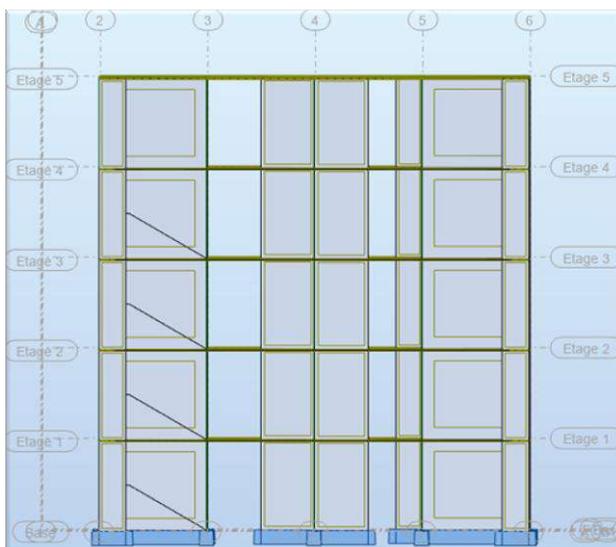
IV-3. Choix des voiles d'interaction :

Notre choix des voiles de contreventement est passé sur une base de deux conditions aux limites tel que :

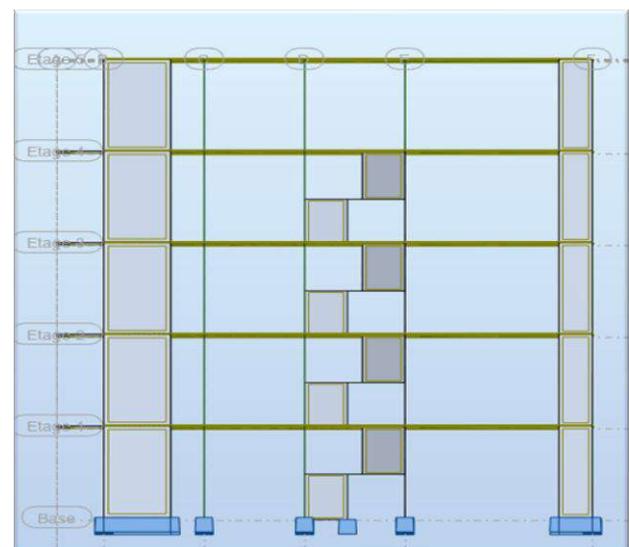
1/- reste sous le domaine d'application de système de contreventement choisis
contreventement mixte assurés par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction (voile-portique) qui exige ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations Dues aux charges verticales
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au Moins 25% de l'effort tranchant d'étage

2/- minimiser l'effet de torsion au premier mode de vibration de la structure.



Les voiles au sens X



Les voiles au sens Y

Figure IV - 4: les voiles au les deux sens

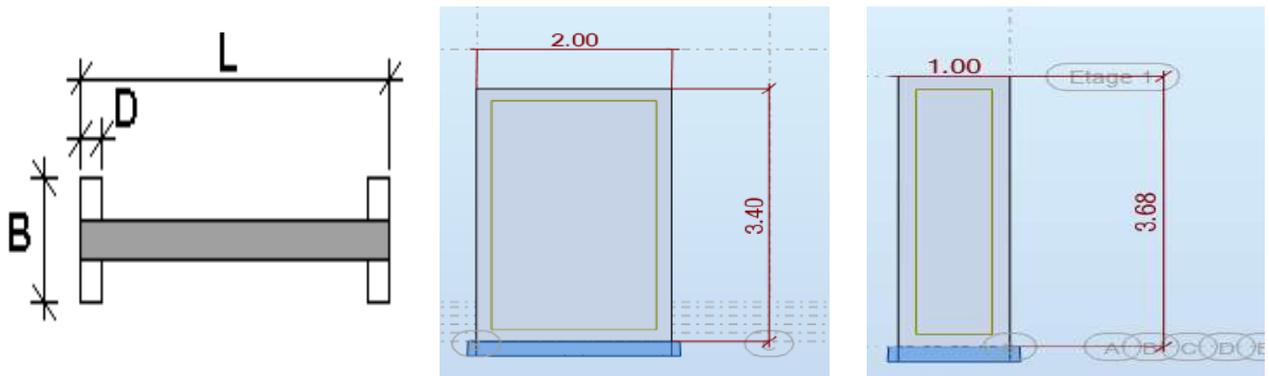


Figure IV - 5: Les dimensions de voiles

Exemple 01

Longueur : 2.00 m

Hauteur : 3.40 m

Epaisseur : 15 cm

Renfort gauche { $D=30$ cm
 { $B=15$ cm

Exemple 02 :

Longueur : 1.00 m

Hauteur : 3.40 m

Epaisseur : 15 cm

Renfort droite { $D=30$ cm
 { $B=15$ cm

IV-4. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$: [RPA (5.9)]

Les effets de deuxième ordre (ou $P-\Delta$) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les Niveaux:

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau(k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

- Si $0.1 \leq \Theta_k \leq 0.2$ les effets ($P-\Delta$) 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^{er} ordre par le facteur $(1 / (1 - q_k))$.

- Si $\Theta_K > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

• Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

Vérification l'effet de p_{Δ} selon x-x :

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	5	0,193	1933,08	3,06	-1,63138E-06	OK Vérifié
2	-16142,2	0,358	1821,34	3,06	0,010368915	OK Vérifié
3	-12161,8	0,438	1584,62	3,06	0,010985641	OK Vérifié
4	-8181,4	0,462	1256,1	3,06	0,009833859	OK Vérifié
5	-4207,81	0,44	775,49	3,06	0,007802094	OK Vérifié

Vérification l'effet de p_{Δ} selon y-y :

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
1	-20436,43	0,367	1847,23	3,06	0,01326871	OK Vérifié
2	-16142,2	0,685	1744,57	3,06	0,020713022	OK Vérifié
3	-12161,8	0,756	1522,63	3,06	0,019733487	OK Vérifié
4	-8181,4	0,702	1177,5	3,06	0,015939783	OK Vérifié
5	-4207,81	0,599	712,4	3,06	0,011562124	OK Vérifié

➤ **Remarque:**

D'après les résultats obtenus dans le tableau les effets (P- Δ) peuvent être négligés puisque tous les coefficients sont inférieurs à 0,10.

IV-5. Ferrailage les voiles:

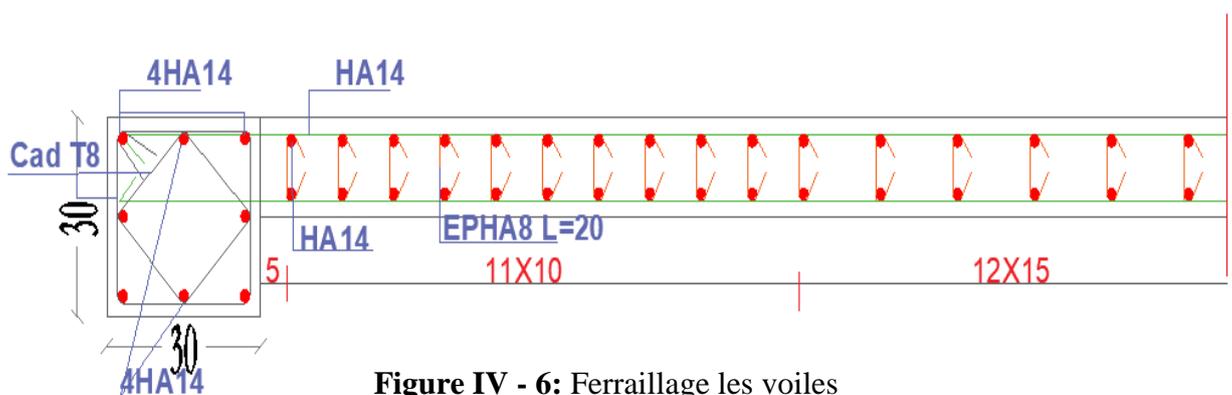


Figure IV - 6: Ferrailage les voiles

Chapitre V:

Chapitre V:

Ferraillage des éléments principaux

V. Ferrailage des éléments principaux :

Introduction :

Le ferrailage des poteaux et des poutres se fait à partir de méthode donné par le BAEL 91 tout en effectuant toutes les vérifications en respectant les prescriptions données par le RPA 99 /2003.

V- 1. Déféréentes combinaisons des efforts :

Pour la détermination des sollicitations moment de flexion, effort normal, effort tranchant.

Aux quelle une construction est soumise, on utilise les combinaisons d'action définie ci-après:

V- 1.1. Combinaison d'action :

a. Poteau :

Les combinaisons essentielles sont : 1.35 G+ 1.5 ; G+Q

Selon RPA 99 - version 2003 :

Les poteaux dans les ossatures auto stable doivent être conçus pour les combinaisons suivantes :

G+Q±1.2E ; 0.8G E

b. Poutres :

Elles être calcules sous l'actions des combinaisons suivantes :

Les combinaisons essentielles sont : 1.35G+ 1.5Q ; G+Q

Si il y a lieu de tenir compte de l'action sismique E : G+Q±E Avec :

G : charges permanentes

Q : charges exploitation non pondérées

E : Action de séisme représentée par des composantes horizontales

Situation durable	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0.85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 14.2MPa$
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_s = 348MPa$
Situation accidentelle	Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 0.85f_{c28}/\gamma_b$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_{bc} = 18.5MPa$
	Contrainte d'acier	$\sigma_s = f_e/\gamma_s$	$\gamma_b = 1$	$\sigma_s = 400MPa$

Tableau V- 1: Cas des contraintes

V- 1.2. Ferrailages des poteaux :

Les poteaux seront calculés à la flexion composée, il sollicite par :

- ❖ Un effort normal
- ❖ Un moment de flexion

↳ **Vérification au flambement :**

$$\lambda \leq \lambda_{limit}$$

$$\lambda_{limit} = \max \left[50, \min \left(67 \frac{l}{h}, 100 \right) \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{(0.3)^2}{12}} = 0.087$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times 3.40}{0.087} = 27.35 \leq 100 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V- 1.2.1. Les armatures longitudinales : (Art-7-4-2-1- RPA 99-version 2003)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sous crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0. 9% (zone II)
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone recouvrement
- ✓ le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ la longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone II
- ✓ la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II
- ✓ les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques) $h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right)$

V- 1.2.2. Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculés à l'aide la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V u}{h_t f_e} \dots \dots \dots (Art. 7 - 4 - 2 - 2 - RPA99 - version 2003)$$

Vu : effort tranchant de calcul

ht : hauteur total de la section brute

Fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

- si élancement géométrique (λ_g) dans la direction considérée ≥ 5
- 3.75 dans le cas contraire

t: espacement des armatures transversales :

- dans la zone nodale :

$t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone I et II

- dans la zone courante :

$t' \leq 15 \phi_l$ en zone I et II

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversales minimale A_t/t , b_1 en % en est donnée par :

- 0.3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8% si $\lambda_g \leq 3$

Par l'interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

A et b : sont les dimensions de la section du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

V- 1.3. Calcul du ferrailage des poteaux :

Les cas sollicitations suivantes :

- $N^{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- $N^{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- $M^{\min} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

V- 1.3.1. Calcul d'une section soumise à la flexion composée :

Tous cas peuvent se présenter :

- ❖ Section partiellement comprimée
- ❖ Section entièrement comprimée
- ❖ Section entièrement tendue

V- 2. Calcul le ferrailage du poteau le plus sollicitée :

On ferrailer le poteau central (poteau circulaire) :

$$N_{\max} = 799,23\text{KN} \quad M_{\text{correspondant}} = 2,38 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier la stabilité de la forme des moments des portiques pour cela on doit premièrement établir si la méthode forfaitaire est applicable pour les poteaux l'objet de l'étude :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e}{h}\right) \text{ avec: } e_1 = \frac{M}{N}$$

e_1 : excentricité de 1^{ère} ordre

$$e_1 = \frac{2.38}{799.23} = 0.0030m$$

C: centre de pression trouve dans la zone limitée par les armatures.

N_G : ne pas comprimée

Section entièrement tendue

$$a_1 = d - \left(\frac{h}{2} + e_1\right) = 27 - \frac{30}{2} + 0.3 = 11.7cm$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348.10^3 KN/m^2$$

$$A_1 = \frac{N_G \times a_1}{(d - c) \cdot \sigma_1} = \frac{799.23 \times 0.117}{(0.27 - 0.03) \cdot 348.10^3} = 0.112cm^2$$

$$A_2 = \frac{N_G}{\sigma_2} - A_1 = 0.118cm^2 (\text{plus petite})$$

Donc on ferraille par RPA99-version 2003

Zone II : $A_s = 0.9\% bh = 0.9\% 0.3 \times 0.3 = 8.1cm^2$

$A_s = 8 \text{ H A } 14 = 12.32cm^2$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = 0.78MPa$$

V_u : l'effort tranchant maximal

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}, 4MPa) = 3.25MPa$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Les armatures transversales :**

Selon RPA99-version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

La vérification est faite à l' aide de logiciel **robot**

Contrainte admissible de béton comprimé: $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

Contrainte admissible d'acier tendu : $\sigma_s = 400MPa$

Section (cm ²)	Nser (KN)	Mser(KN.m)	Vérification
30 × 30	799.23	2.38	OK

Tableau V- 2 : Vérification a l'ELS

a. Condition l'espacement :

- **Zone nodale :** $t \leq \min(10\phi l, 15\text{cm})$ en zone I et II

$$t' \leq \min(10 \times 0.012, 0.15\text{m}) = 0.12 = 12\text{cm}$$

$$t' \leq 12\text{cm.}$$

- **Zone courant :** $t \leq 12 \phi l$ en zone I et II alors $t \leq 10 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale et 12cm en zone courante

b. Calcul l'élancement géométrique :

- **Zone nodale :**

$$\lambda g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.40}{0.3} = 7.93 \leq 5 \text{ dans le poteau carrée } \rho_a = 2.5$$

$$A_t = t \frac{\rho_a V u}{h_{tfe}} = \frac{0.1(2.5 \times 63.18 \times 10^3)}{0.3 \times 400} = 1.32\text{cm}^2$$

Soit $A_t = 2.01\text{cm}^2 = 4 \text{ cadre } \Phi 8$

- **Zone courante :**

$$A_t = t \frac{\rho_a V u}{h_{tfe}} = \frac{0.12(2.5 \times 63.18 \times 10^3)}{0.3 \times 400} = 1.57\text{cm}^2$$

Soit $A_t = 2.01\text{cm}^2 = 4 \text{ cadre } \Phi 8$

Poteau	Section (cm)	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	St	St
				Z.courante cm	Z.nodale cm
Poteau RDC	30 × 30	8HA14	Cadre HA8	12	10
Poteau 1 ^{er} étage	30 × 30	8HA14	Cadre HA8	12	10
Poteau 2 ^{eme} étage	30 × 30	8HA14	Cadre HA8	12	10
Poteau 3 ^{eme} étage	30 × 30	8HA14	Cadre HA8	12	10
Poteau 4 ^{eme} étage	30 × 30	8HA14	Cadre HA8	12	10

Tableau V- 3 : Tableau de ferrailage de poteau central sur tous les niveaux

V- 2.1. Exemple du calcul l'effort normal depuis le résultat de robot :

(D'après ART7.4.3.1.RPA 2003) :

L'effort normal de compression de calcul est limite par la condition suivant

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

V: l'effort normal réduit.

Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur un section en (N)

Bc : section de poteau en (mm²)

F_{c28} : résistance caractéristique a la compression de béton en (MPa)

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Nd	647.41 × 10 ³
Bc	90000
F_{c28}	25
V	0.29

La condition vérifiée.

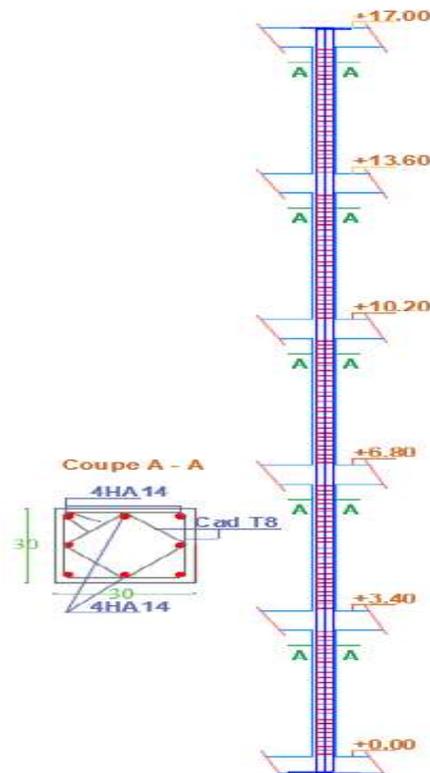


Figure V-1 : dessin ferrailage de poteau rectangulaire

V- 2.2. Ferrailages des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposé aux intempéries par conséquent la fissuration est considérés comme peu préjudiciable.

La section d'armature obtenue par : $A = \max (A_u, ACNF, ARPA)$ Avec :

A_u : section d'armature calculée en flexion simple l'aide de logiciel **ROBOT**

a) Les poutres principales :

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

- **Ferrailage de la section :**

a- **BAEL 91** : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

b- **RPA**: $A_{\min} = 0.5\% \times B$ avec: B: l'aire de la section de la poutre.

En calculée le ferrailage de poutre le plus sollicitée depuis le robot

- **Sollicitations de calcul :**

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$	$M_{ELU}(KN.m)$	$M_{ELS}(KN.m)$	$M_{ACC}(KN.m)$
-105.40	-76.46	-117.39 60.86	69.88	50.67	-58.69 30.43

Tableau V- 4 : Les moments MAX En appuis et E n travées

Ferrailage de la section

B: L'aire de la section de la poutre.

$b = 30\text{cm}; \quad h = 45 \text{ cm}$

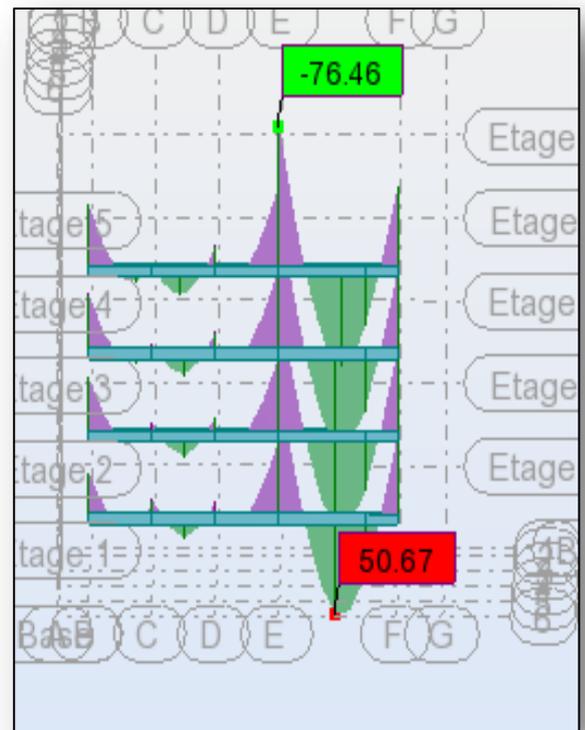
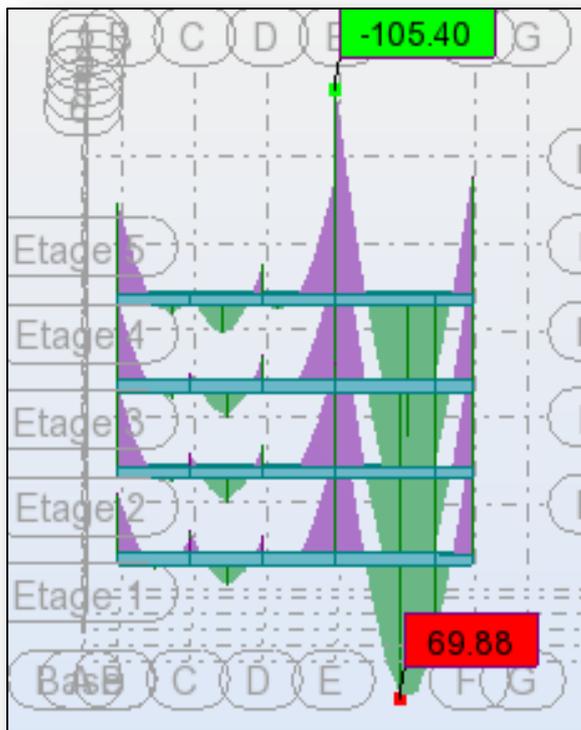
$d = 45 - 4.5 = 40.5 \text{ cm}$

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

$f_e = 400\text{MPA}$

• Récapitulatif :

	A_{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A_t Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	1.46	6.75	3.7	7.7
En travée	1.46	6.75	5	3.6



Figures V- 2: Les moments MAX a l'ELS / l'ELU

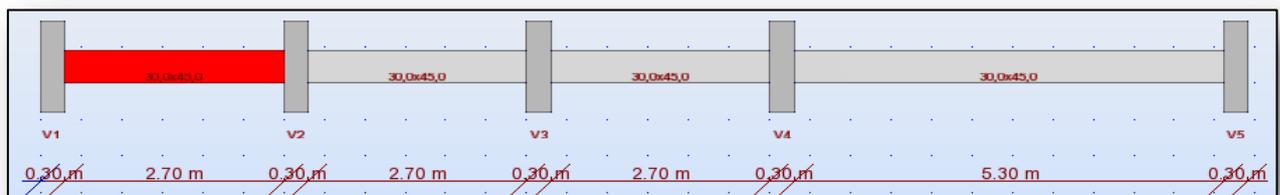
• Choix des armatures

↳ En Appuis :

- Armatures SUP: 3HA14 Filante + 2HA14 Renfort
- Armatures INF: 3HA12 Filante + 1HA12 Renfort

↳ En Travée :

- Armatures SUP: 4HA14 Filante
- Armatures INF: 3HA12 Filante + 2HA14 Renfort



Figures V- 3: dimension de poutre principale au robot

On prend comme un exemple de calcul manuellement des poutres principales un portée de longueur

$L = 5.60$ m avec $b \times h = 30 \times 45$.

a) Armatures longitudinales:

↳ **En Appui :**

$M_{max} = 117.39$ KN.m, $b = 0.30$ m, $h = 0.45$ m

$f_{c28} = 25$ MPa, $\gamma_s = 1$, $\gamma_b = 1.15$, $f_e = 400$ MPa, $f_{bu} = 18.48$ MPa

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{117.39}{0.3 \times 0.405^2 \times 18.48} = \mathbf{0.13}$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.20 \times 10^4} = \mathbf{2\text{‰}}$$

$$\alpha_{limit} = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 2} = \mathbf{0.636}$$

$$\mu_{limit} = \mathbf{0.8\alpha_{limit}(1 - 0.4\alpha_{limit})} = \mathbf{0.379}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \mathbf{pivotA}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.13}) = \mathbf{0.084}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \mathbf{400\text{MPa}}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.084) = \mathbf{0.97}$$

$$A_{fictif} = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{fictif} = \frac{117.39 \times 10^{-3}}{0.97 \times 0.405 \times 348} = \mathbf{8.5\text{cm}^2}$$

$$A_{fictif} = A_s = \mathbf{8.5\text{cm}^2}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \left(\frac{2.1}{400}\right) \times 30 \times 40.5 = \mathbf{1.4\text{cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{0.5\%bh} = 0.5\%30 \times 45 = \mathbf{6.75\text{cm}^2}$$

On prend $A_s = A_{max} = 8.5\text{cm}^2$

↳ **En travée:**

$M_u = 58.69$ Kn.m, $b = 0.30$ m, $h = 0.45$ m

$f_{c28} = 25$ MPa, $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$, $f_e = 400$ MPa, $f_{bu} = 14.17$ MPa

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{58.69}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.17} = \mathbf{0.084}$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \mathbf{1.74\text{‰}}$$

$$\alpha_{limit} = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_{se}} = 0.668$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limit}(1 - 0.4\alpha_{limit}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.084}) = 0.053$$

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.053) = 0.99$$

$$A_{fictif} = \frac{58.69 \times 10^{-3}}{0.99 \times 0.405 \times 348} = 4.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{fictif} = A_s = 4.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0.5\%bh = 0.5\%30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = A_{max} = 6.75 \text{ cm}^2$

Conclusion:

➤ En appui:

Sup: 3HA14Filante + 3HA14Renfort

Inf: 3HA12Filante + 1HA12Renfort

➤ En travée:

Sup: 3HA12Filante + 2HA12Renfort

Inf: 3HA12Filante + 3HA12Renfort

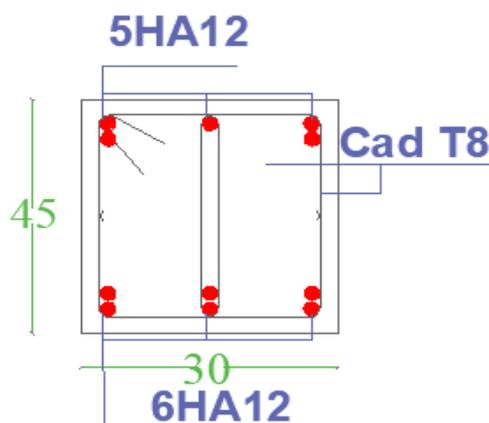


Figure V- 4: Dessin de ferrailage en travée

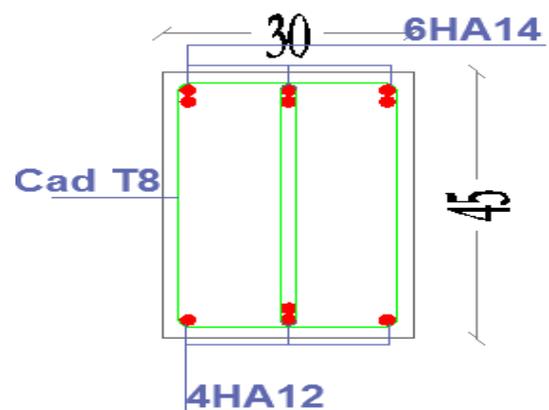


Figure V- 5 Dessin de ferrailage en appuis

b) Les poutres secondaires :

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

- **Ferraillage de la section :**

c- **BAEL 91** : $A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$

d- **RPA**: $A_{min} = 0.5\% \times B$ avec: B: l'aire de la section de la poutre.

En calculée le ferraillage de poutre le plus sollicitée depuis le robot

- **Sollicitations de calcul :**

En Appuis			En Travée		
M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)	M _{ELU} (KN.m)	M _{ELS} (KN.m)	M _{ACC} (KN.m)
-52.99	-38.58	-69.93 55.73	16.27	11.88	-34.96 27.86

Tableau V- 5 : Les moments MAX En appuis et E n travées

- **Ferraillage de la section**

B: L'aire de la section de la poutre.

b = 30cm; h = 45 cm

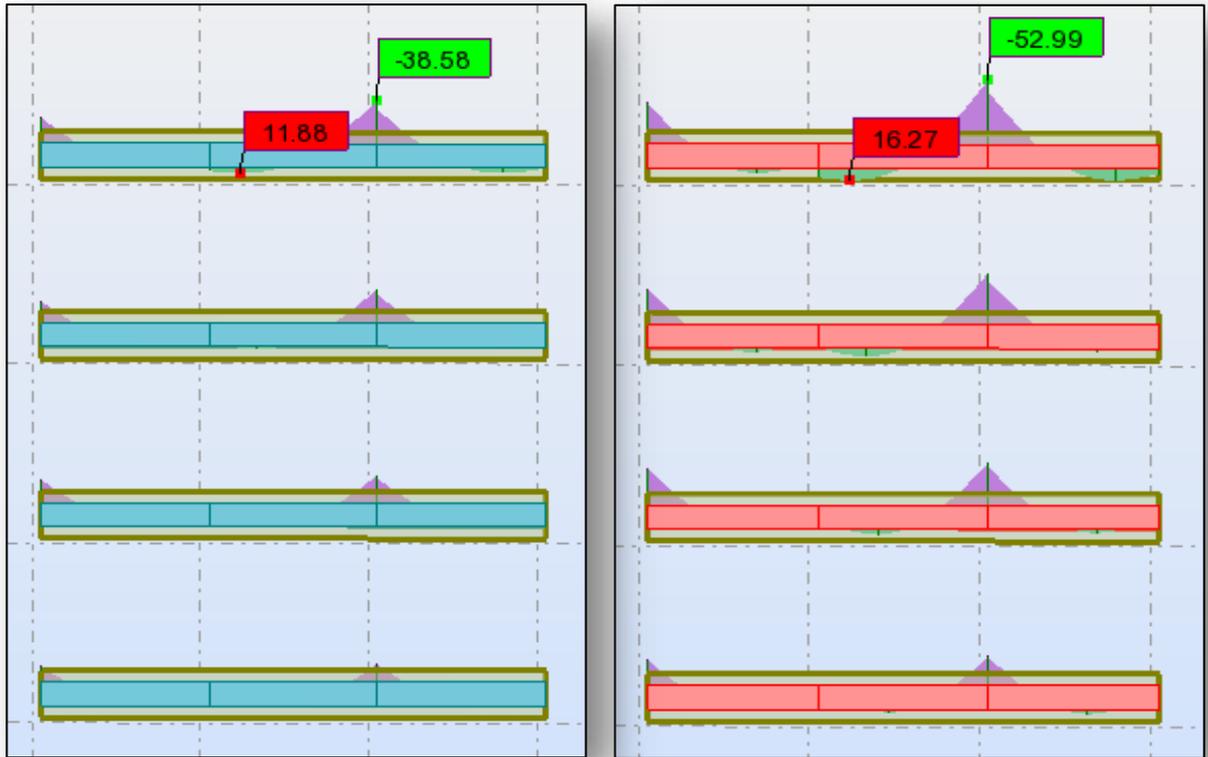
d = 45 – 4.5 = 40.5 cm

f_{t28} = 2.1 MPA

f_e = 400MPA

- **Récapitulatif :**

	A _{min}		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A _t Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	1.14	5.25	4.6	5.8
En travée	1.14	5.25	2.2	2.8



Figures V- 6: Les moments MAX a l'ELS / l'ELU

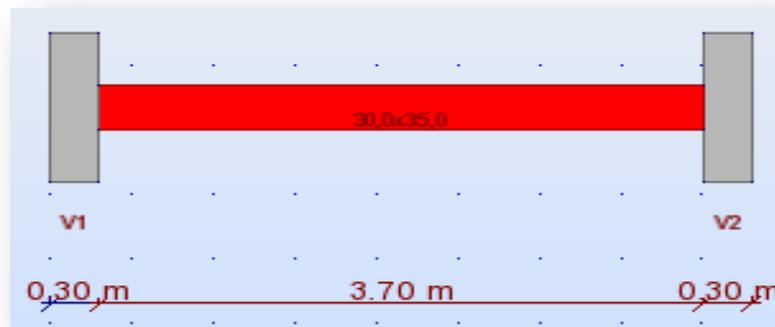
- **Choix des armatures**

↪ **En Appuis :**

- Armatures SUP: 3HA12 Filante + 3HA12 Renfort
- Armatures INF: 3HA12 Filante + 2HA12 Renfort

↪ **En Travée :**

- Armatures SUP: 3HA10 Filante + 1HA10 Renfort
- Armatures INF: 3HA10 Filante



Figures V- 7: dimension de poutre principale au robot

On prend comme un exemple de calcul manuellement des poutres principales une portée de longueur

$L = 4.00\text{m}$ avec $b \times h = 30 \times 35$.

b) Armatures longitudinales:

↳ **En Appui :**

$M_{\max} = 69.93\text{KN.m}$, $b = 0.30\text{m}$, $h = 0.35\text{m}$

$f_{c28} = 25\text{ MPa}$, $\gamma_s = 1$, $\gamma_b = 1.15$, $f_e = 400\text{ MPa}$, $f_{bu} = 18.48\text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = \frac{69.93}{0.3 \times 0.315^2 \times 18.48} = 0.13$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.20 \times 10^4} = 2\text{‰}$$

$$\alpha_{limit} = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_{se}} = \frac{3.5}{3.5 + 2} = 0.636$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limit}(1 - 0.4\alpha_{limit}) = 0.379$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.13}) = 0.084$$

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.084) = 0.97$$

$$A_{fictif} = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{fictif} = \frac{69.93 \times 10^{-3}}{0.97 \times 0.315 \times 348} = 6.58\text{cm}^2$$

$$A_{fictif} = A_s = 6.58\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \left(\frac{2.1}{400}\right) \times 30 \times 31.5 = 1.14\text{cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0.5\%bh = 0.5\%30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$$

On prend $A_s = A_{\max} = 5.25\text{cm}^2$

↳ **En travée:**

$M_u = 34.96\text{Kn.m}$, $b = 0.30\text{m}$, $h = 0.35\text{m}$

$f_{c28} = 25\text{ MPa}$, $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$, $f_e = 400\text{ MPa}$, $f_{bu} = 14.17\text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = \frac{34.96}{0.3 \times 0.315^2 \times 14.17} = 0.082$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.74\text{‰}$$

$$\alpha_{limit} = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_{se}} = 0.668$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limit}(1 - 0.4\alpha_{limit}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 0.082}) = 0.052$$

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.052) = 0.98$$

$$A_{fictif} = \frac{34.96 \times 10^{-3}}{0.98 \times 0.315 \times 348} = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{fictif} = A_s = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0.5\%bh = 0.5\%30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = A_{max} = 5.25 \text{ cm}^2$

Conclusion:

➤ En appui:

Sup: 3HA12Filante + 3HA12Renfort

Inf: 3HA12Filante + 2HA12Renfort

➤ En travée:

Sup: 3HA12Filante + 2HA12Renfort

Inf: 3HA10Filante

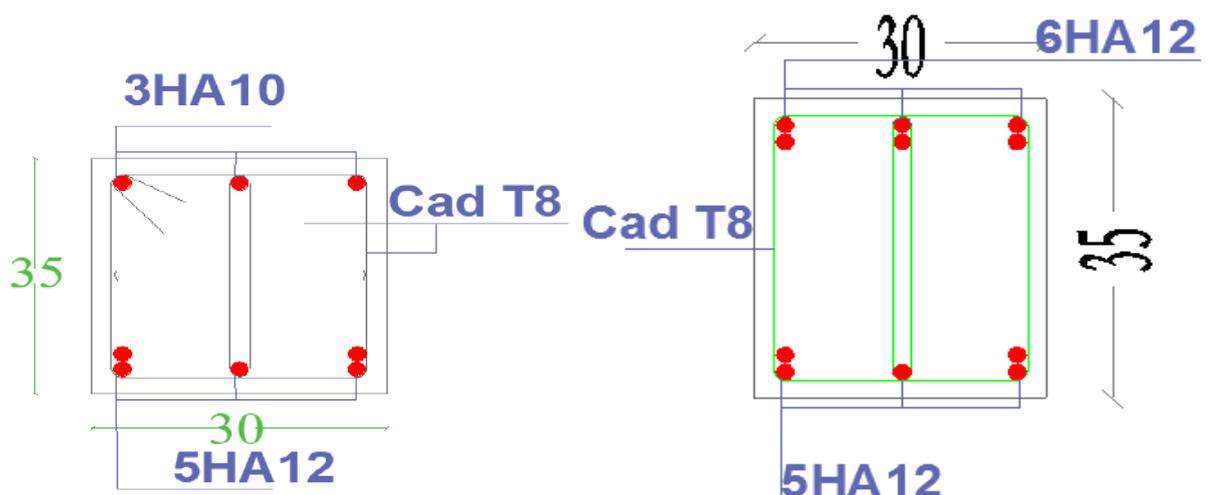


Figure V- 8: Dessin de ferrailage en travée

Figure V- 9 Dessin de ferrailage en appuis

Chapitre VI:
Chapitre VI:
Etude des fondations

VI- 1. Fondation :**• Introduction:**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Capacité portante

L'estimation de la capacité portante du sol sera déterminée à travers les résultats des essais de laboratoire, d'où les constructions seront fondées sur des semelles superficielles. L'appréciation du taux de travail pour ce type de fondation, est donnée par la formule de Terzagui :

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0.2 \frac{B}{A} \right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma \cdot D (N_q - 1) + \left(1 + 0.2 \frac{B}{A} \right) c N_c \right]$$

Où,

γ : Densité du sol

D : Ancrage des semelles

B et A : Dimensions de la semelle

c : Cohésion

N_γ, N_q, N_c : Facteurs de portance dépendant de Φ

Pour une semelle carrée

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{1}{3} \left[(0.4 \gamma B N_\gamma + \gamma \cdot D (N_q - 1) + 1.2 c N_c) \right]$$

Avec :

$$\gamma = 1.8t/m^3$$

$$C_u = 0.20bar$$

$$\phi_u = 20^\circ \rightarrow N_\gamma = 4.97, \quad N_q = 6.40, \quad N_c = 14.8$$

D : Ancrage

B : largeur de la semelle (1,5 m) proposée

La contrainte admissible du sol donnée en bars est la suivante :

D (m)	q_{adm} (bars)
1.0	1.9
1.5	2.1
2.0	2.24

VI- 1. 1. Pré-dimensionnement

Condition :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{30}{30} = 1 \rightarrow A = B$$

Si on suppose une valeur préliminaire : $A = B = 2.5m$, on va, en suite vérifier cette dimension qui nous donne $\bar{\sigma}_{sol} = q_{adm} = 2.24 \text{ bars}$

VI- 1. 2. Vérification des dimensions proposée

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{A.B} \rightarrow A.B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$A = B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{59.31}{22.4}} = 1.63m$$

On adopte : $A = B = 2.00m$

$$d_a \geq \frac{B - b}{4} = 0.4 \quad \text{on prend } d_a = 0.4m$$

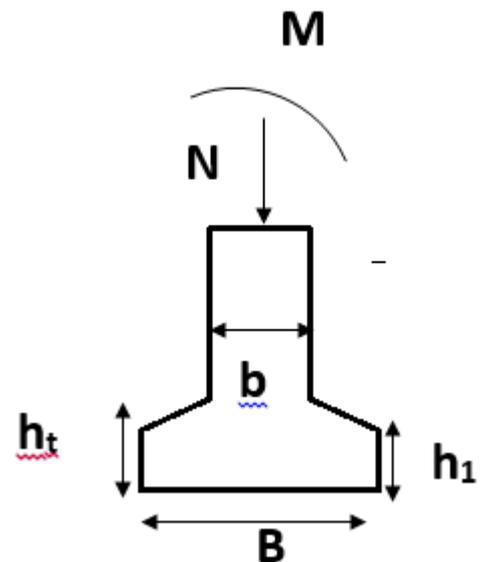
D'où

$$d_b \leq A - a = 1.7m$$

$$\text{Donc, } d_b = d_a + 1cm = 41 \text{ cm}$$

$$\text{Avec un enrobage : } C = 3 \text{ cm} \Rightarrow h_t = d_b + C = 44cm$$

$$\text{Si on choisit un type de semelle à glacis, on prend } h_1 = \frac{h_t}{2} = 22cm$$



VI- 1. 3. Stabilité au renversement Combinaison (0.8G + E)

$$N = 82.03KN$$

$$M = 2.49KN.m$$

Selon RPA99, il exige que $e \leq \frac{B}{4}$

$$N_{tot} = N + 0.8 (N_{semelle} + N_{sol})$$

Poids du sol

$$V_{tot} = (h_t - h_1) \left[\left(\frac{A+a}{2} \cdot \frac{B-b}{2} \right) + \left(\frac{A-a}{2} \cdot \frac{B+b}{2} \right) \right] = 0.489m^3$$

$$P_{sol} = \gamma_{sol} [V_t + (D - h_t)(AB - ab)] = 11.75t$$

Poids semelle

$$P_{semelle} = \gamma_b [(A.B.h_t) - V_t + (D - h_t).a.b] = 3.176t$$

$$N_{tot} = N + 0.8 (N_{semelle} + N_{sol}) = 82.03 + 0.8(11.75+3.176) = 93.97t$$

$$\text{Alors, } \frac{2.49}{93.97} = 0.026m \leq \frac{B}{4} = 0.5m \dots \dots CV$$

La semelle est stable.

VI- 1. 4. Vérification de la contrainte du sol (Combinaison : G+Q+1.2E)

$$N = 71.93t$$

$$M = 1.30t.m$$

$$N_{tot} = N + N_{semelle} + N_{sol} = 71.93 + 3.176 + 11.75 = 86.86t$$

$$e = \frac{M}{Nt} = \frac{1.30}{86.86} = 0.014m \leq \frac{B}{6} = 0.33m \dots \dots CV$$

Alors, l'effort normal tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle.

$$\sigma_1 = \frac{Nt}{AB} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{86.86}{4} \left(1 + \frac{6 \times 0.014}{2} \right) = 22.63t/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nt}{AB} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{86.86}{4} \left(1 - \frac{6 \times 0.014}{2} \right) = 20.80t/m^2$$

Par conséquent, la contrainte du sol est sous forme de trapèze.

VI- 1. 5. Contrainte moyenne

$$\sigma_{sol} = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{88.69}{4} = 22.17t/m^2$$

Vérification

$$\sigma_{sol} \leq 1.5\bar{\sigma}_{sol} \rightarrow 2.21bars \leq 1.5 \times 2.24 = 3.36 bars \dots \dots CV$$

VI- 1. 6. Ferrailage (Combinaison : 1,35G + 1,5Q)

$$N_u = 81.55t$$

$$M = 0.080t.m$$

En tenant compte du poids propre du sol et de semelle.

$$N_{tot} = 81.55 + 1.35(3.176 + 11.75) = 101.70 t$$

$$e = \frac{M_u}{Nt} = \frac{0.080}{101.70} = 0.00078m \leq \frac{B}{24} = 0.083m$$

En conséquence, la semelle est entièrement comprimée.

$$A_b = \frac{N'(B - b)}{8d_b\sigma_s}, \quad A_a = \frac{N'(A - a)}{8d_b\sigma_s}$$

$$D'où, N' = N_{utot} \left(1 + \frac{3e}{B} \right) = 101.70 \left(1 + \frac{3 \times 0.00078}{2} \right) = 101.82 t$$

$$A_b = \frac{101.82(200 - 30).10^2}{8 \times 41 \times 347.826} = 15.17cm^2$$

$$A_a = \frac{101.82(200 - 30).10^2}{8 \times 40 \times 347.826} = 15.55cm^2$$

Comme la fissuration est préjudiciable, on va donc majorer la section d'armatures par 10%, selon les règles BAEL91.

$$A_b = 15.17 \times 1.10 = 16.69 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 15.55 \times 1.10 = 17.11 \text{ cm}^2$$

On adopte comme ferrailage final :

$$A_a = 12\text{HA14} = 18.48 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 12\text{HA14} = 18.48 \text{ cm}^2$$

VI- 1. 7. Longueur des barres et leur mode d'ancrage

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'ancrage, on calcule la longueur de scellement :

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \Psi_s^2 \cdot f_{tj}} = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\Psi_s = 1.6 \dots \dots \dots \text{Barres HA}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$l_s = \frac{1.2}{4} \times \frac{400}{0.6 \times 1.6^2 \times 2.1} = 37.20 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4} \rightarrow \frac{200}{8} \leq l_s \leq \frac{200}{4} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq l_s \leq 50 \text{ cm} \dots \dots \text{CV}$$

Finalement, les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

VI- 2. Longrine

Introduction

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles.

Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

VI- 2.1. Pré-dimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : (b x h) = (30 x 35) cm²

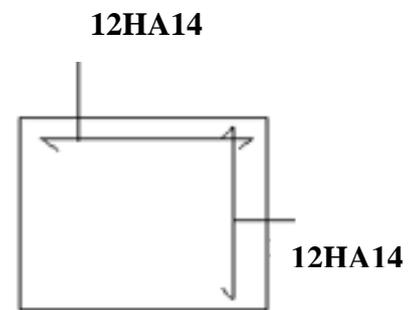


Figure VI- 1: Ferrailage de fondation

VI- 2.2. Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha=15$ (Zone II ; Site S₂) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

VI- 2.3. FerrailageEtat limite ultime

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

On a : N_u = 81.55 t (Descente des charges).

$$\text{Alors : } A_u \geq \frac{81.55 \times 10^2}{22.17 \times 347.826} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Donc : A = 1,05 cm²

VI- 2.4. Condition de non fragilité

$$A \geq \frac{B \cdot f_{tj}}{f_e} = \frac{30.35 \times 2.1}{400} = 5.513 \text{ cm}^2$$

VI- 2.3. Etat limite de service

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \approx 202 \text{ MPa}$$

Avec, N_{ser} = 59.31 t

$$A_{ser} \geq \frac{59.31 \times 10^2}{22.17 \times 202} = 1.32 \text{ cm}^2$$

VI- 2.4. Section minimale donnée par le R.P.A 99

$$A_r \geq 0.6\% B = 0.006.35 \times 30 = 6.30 \text{ cm}^2$$

On adopte A = max {A_u; A_s; A_r} = 6.30

$$6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

VI- 2.5. Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

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

VI- 2.6. Espacement

$$S_t \leq \min\{20\text{cm}; 15\phi_t\} = \{20\text{cm}; 18\text{cm}\};$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Remarque : le ferrailage des longrines est représenté à l'annexe du ferrailage des éléments de la structure.

Dalle flottante

Il s'agit d'une dalle sur terre pleine non sur poteaux, c'est-à-dire, elle est indépendante de la structure séparée par un joint de 2 cm en minimum ; d'où elle travaille à la compression simple.

❖ Mise en place de la terre

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur la place qui va servir d'appui de la dalle flottante. Elle peut être constituée par des cailloux, des graviers, des sables mélangés ou non, il doit avoir une hauteur minimale de 15 cm à 20 cm pour éviter la remontée d'eau par capillarité.

❖ Exécution des dalles

De point pratique, l'épaisseur minimale de la dalle y'a compris entre 8 à 12 cm, on adopte une épaisseur de 10cm, avec un dosage du ciment de 350 kg/m^3

On choisit un treillis soudé : TLE500 (200x200) ; $F_e = 500\text{Mpa}$; $\phi = 6\text{mm}$



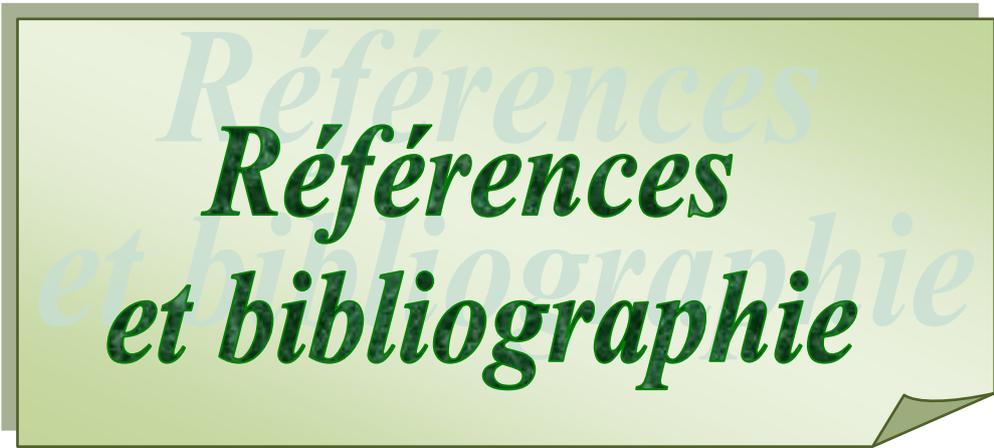
Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances en matière de calcul des structures, en utilisant les méthodes de calcul courantes et aussi d'introduire des nouvelles méthodes numériques qui se basent sur la méthode des éléments finis, et cela par l'exploitation du logiciel Robot qui représente est un moyen très fiable et rapide.

Ce travail est notre première expérience qui nous a permis d'acquérir un Certain savoir-faire qui nous sera d'une grande utilité dans l'avenir. à savoir Résoudre des problèmes on propose divers solutions, et faire le meilleur choix. En fin en espérons bien que ce modeste travail sera utile pour les promotions à venir.



*Références
et bibliographie*

Références et bibliographie

Références et aid mimore

- ❖ **RPA version 2003** Règles parasismiques algériens « RPA 99/ version 2003 ».
- ❖ **DTR** : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2.
- ❖ **BAEL91** : Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé
- ❖ Mr : TOUMI M. Amine, Etude d'un bâtiment « R+12+ 1S/SOL » à usage d'habitation et commercial en Béton Armé à –Annaba, MASTER Génie Civil, Université BADJI MOKHTAR ANNABA, Année universitaire 2016 – 2017.
- ❖ IBRAHIM Yasmina et IGHIL MELLAH Ouardia, Étude d'une structure (R+5+ 2 S-SOL+ étage attique + Charpente en bois) à usage d'habitation et commercial, Master en génie civil, Université MOULOUD MAMMARI de TIZI-OUZOU, Année universitaire 2018 – 2019

Logiciels utilises

- ❖ AUTOCAD Structural Detailing 2015 pour le dessin.
- ❖ EXCEL 2007.
- ❖ ROBOT STRUCUTAL ANALYSI 2014 et 2020.
- ❖ Expert B A 2010



Annexes