



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



Université Amar Thelidji- Laghouat-

FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE LICENCE (MCIL)

Présenté par :

MERIR Bouchra

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Environnement

Calcul d'un bâtiment à usage d'habitation (R+1)

Implanté à Ghardaïa

Soutenu le

Jury de soutenance :

NOM et prénom	Grade	Qualité
Mr MAKHLOUFI Zoubir	Professeur	Président
Mr BENADOUDA Mourad	MAB	Examineur
Mr. ROUGHY Mustapha	MAB	Encadreur

Année Universitaire 2023-2024

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions Dieu qui nous a guidés vers ce chemin, le chemin de la lumière, de la connaissance, qui a guidé nos pas vers celui-ci, et qui nous a donné la patience, la force et le courage pour l'accomplir.

Nous exprimons nos sincères remerciements à nos parents pour leur soutien continu, leur contribution et leurs encouragements envers nous et envers toutes les personnes qui ont contribué à nous amener à ce jour.

Nous tenons également à exprimer notre profonde gratitude à notre encadrant, au Mr. Professeur Rouighi Mustapha pour avoir dirigé cette thèse et pour sa patience et sa confiance en nous.

Nous tenons à remercier les membres du jury, au le professeur Makhloufi Z. et BENADOUDA M. Pour avoir accepté de juger notre travail.

Nous adressons également nos sincères remerciements à tous les professeurs et travailleurs du Département, du Laboratoire et de la Faculté de Génie Civil de l'Université de Laghouat, dirigés par le Directeur de l'Université, le Professeur Bartal Djamel.

Dédicace

في محطة العز و الفخر أحتفل بلحظة تتويج الجهود و العطاء، لحظة يتجلى فيها التفوق و النجاح في حلله المشرقة ،حيث يتلاقى التاريخ مع الحاضر ليخطا تضاريس المستقبل ،و ليشكلا صورة فريدة من نوعها عن الارادة .
لحظة تجسد استقلالا من حرب الثورة الثقافية و التقاليد الاجتماعية القديمة،تحمل بين ثناياها ثمار التعب و العمل الدؤوب
لفناة خاضت غمار عالم الهندسة المدنية و أمضت سنوات من السعي و التفاني لتحقيق هدف رسمته منذ ان كانت تلميذة بالطور المتوسط
و بحمد الله مشت في درب توكلت على الله و مضت فيه و هاهي اليوم تقف بشموخ تحمل في عينيها نظرة فخر لذاتها و لتعبها و لما وصلت إليه
لا تتوج تعبها الشخصي فقط بل ترفع راية القوة العظيمة التي تكمن في التحدي و الاصرار على تحقيق الأهداف رغم العقبات و التحديات ، تتألق بزيادة الثقافي و الأكاديمي و معرفتها العميقة و فهمها الشامل و يليق لها ذلك فهي جوهرة نادرة في تاج العلم و الفكر و التميز.

الى سندي :

روح أبي و أخي اللذان فارقوني سنة 2009 .

الى أمي :

بفضل حبك الذي لا يعرف الحدود و دعمك اللامحدود ،تمكنت من الوصول الى هذا اليوم ،فمبارك لك و لي هذا الانجاز ، و لنواصل معا بناء الطريق نحو المستقبل بحب و تضحية و ثقة .

انجازاتي هي هدية لروحك الطيبة و جهودك اللامتناهية ، دمت لي مصدرا للقوة و الشجاعة و الارادة .

الى جدتي :

طريق نجاحي محفوف بدعمك و نصائحك و دعواتك ، أحبك.

الى صافية و مريم :

كنتن صديقاتي و مصدر التفاني و الشجاعة ، قبل ان تكن خالاتي ، كل الهيام لكما .

الى تولىب قلبي :

سلاف،سارة، و عفاف ، لم تكن يوما أخواتي ، فممكن لا توجد كلمة تقال فيهن و لا وصفا يفيهن حقهن .
أنتن القوة التي ألهمتني و الدافع الذي لم يفتر يوما عن تشجيعي ، أفخر بكن و بحبكن كثيرا ،شكرا لايمانكم بي و دعمكم الدائم لي.
قالت لي سارة يوما : "لا يهم نجاح أي منا فنجاح أي واحدة فينا هو نجاح الأخرى " فمبارك لك نجاحك يا شمس أيامي .

الى من يمثلون نبراسا مشرقا في رحلتي الأكاديمية وني بكل

الى طاقم جامعة عمار تليجي و مهندسي مركز الخبرة و التشخيص بولاية الاغواط و كذا كل المهندسين المدنيين و المعماريين ، الذين كان لهم الدور البارز في قيادتي و تعليمي و ارشادي الى افق التميز و النجاح .

شكرا لكم على تفانيكم المتواصل و دعمكم الدائم ، أنتم الاسس الراسخة التي تبنى عليها أهدافنا و تحقق بها طموحنا .

ممتنة لكم و لمعرفتكم.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة مكون من طابق أرضي + طابق علوي والمقرر بناؤه في منطقة غرداية المصنفة. حسب قواعد البناء المضاد للزلازل في الجزائر منطقة ضعيفة النشاط الزلازل، تم التطرق إلى أربعة محاور المحور الأول يشمل نظرة شاملة للمشروع ثم قمنا في المحور الثاني بتحديد الأبعاد وحساب التسليح لكل العناصر الأساسية والثانوية وكذا الأساسات وهذا طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها قواعد التصميم والحساب للهيكل الخرسانة المسلحة 93 القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003

كلمات مفتاحية: الخرسانة الأبعاد التسليح

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment implanté à Ghardaïa, constitué d'un rez-de-chaussée plus un étage à usage habitation, Cette région est classée en zone 0 Selon le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003 version 2003). Cette étude se compose de quatre chapitre : **Le** première chapitre est une description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments, **Le** deuxième chapitre sert au pré dimensionnement des éléments (plancher ; poutre et poteau) et la descente des charges ensuite Calcul les éléments secondaires (les planchers, poutrelles, les escaliers, balcons et l'acrotère) de la structure a été entamée dans la troisième chapitre.

Le dernier chapitre comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteau, poutre et fondation). Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99 v2003.

Mot clé : béton, dimension, ferrailage.

Abstract

This project presents a study of a building consisting of a ground floor and one floor for residential use. Its structure is located in the wilaya of Ghardaia. This region is classified in zone 0 according to the Algerian earthquake regulations. This study consists of four parts: The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements. The second part was devoted to the pre-dimensioning of the elements (floor; beam and post) and lowering loads. Calculation of the secondary elements (stairs, beams, balconies and the acroterion) of the structure was started in the third part. The last part includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (post; beam and foundation). This, taking into accounts the recommendations of BAEL91 and the Algerian anti-seismic regulations RPA 99 v2003.

Table des Matières

Introduction Générale	1
I.1. Description de l'ouvrage	3
I.1.1. Situation de l'ouvrage	3
I.1.2. Conception architecturale	4
I.2. Caractéristiques géométriques	5
I.3. Caractéristiques physiques et mécaniques dans matériaux.....	6
I.4. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	7
I.4.4. Module de déformation longitudinale	9
I.5. Caractéristiques physiques et mécaniques du l'acier	10
I.6. Les Contraintes limites	10
I.7. Hypothèse de calcul	11
I.8. Sollicitation de calcule	12
I.9. Les normes et Règlements utilisés	13
I.10. Conclusion	13
II.1. Méthode pratique pour le choix du sens porteur	15
II.2. Système porteur choisi pour notre structure	15
II.3. Pré dimensionnement des planchers	16
II.3..1.1. Evaluation des charges et surcharges des planchers.....	18
II.3..1.2. Pré-dimensionnement des poutrelles.....	19
II.3..2. Planchers à dalle pleine	20
II.4. Pré dimensionnement des poutres	21
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	23
II.5..1. Descente de charges des poteaux.....	24
II.6. Conclusion	25
III.1. Escalier.....	27
III.1..1. Dimensionnement d'un escalier	28
III.1..2. Evaluation des charges et des surcharges	29
III.1..6.4. Les armatures transversales	39
III.1..7. Calcul des Planchers	40
III.2. Les balcons.....	46
III.3. Acrotère	51
IV.1. Poteau.....	55
IV.1..3. Les poutres	59
VI.2. Etude des fondations.....	63
VI.2..1. Définition des fondation	63
VI.4. Dimensionnement de la semelle	65

Liste des figures

Figure I.1:Ghardaia "Algerie ECO"	3
Figure I- 2:La façade principale	4
Figure I-3: La coupe A-A.....	4
Figure I-4: Plan Rez chaussé	4
Figure I- 5:Plan 1er étage	4
Figure I-7:Diagramme contrainte-déformation de l'acier	11
Figure II - 1:Les modélisations du bâtiment sous ROBOT	15
Figure II-2:les plancher	16
Figure II- 3:Coupe verticale du plancher en corps creux	17
Figure II-4:un poutrelle	20
Figure II- 5:Plancher a dalle pleine.....	21
Figure II- 6:Une poutre	21
Figure II-7:Les positions de charges des poteaux.....	23
Figure III-1:Escalier	27
Figure III-2:Ferraillage de l'escalier.....	36
Figure III-4: Disposition des armatures de la table de compression	40
Figure III-5: Les types des planchers.....	42
Figure III- 6:Ferraillage des poutrelles.....	45
Figure III-7:Balcon	46
Figure III -8:Détail de ferraillage des balcons	50
Figure III-9: L'acrotère.....	51
Figure III-10:Ferraillage d'acrotère	52

Liste des tableaux

Tableau 1: les résultats de pré dimensionnement	25
Tableau 2: charge permanente et surcharge de volée.....	29
Tableau 3 : Récapitulatif les résultats des moments en travée et en appui	32
Tableau 4 : Récapitulatif des résultats des armatures à ELU	34
Tableau 5 : Récapitulatif armature de répartition	35
Tableau 6 : Récapitulatif du calcul les armatures à ELU	39
Tableau 7 : Moment maximale	44
Tableau 8: Evaluation des charges pour le balcon	47
Tableau 9: Calcul de ferrailage de l'Acrotère	52
Tableau 10: Contraintes de béton et d'acier aux situations durable	56

Introduction Générale

Introduction Générale

Introduction Générale

Nous pouvons définir le génie civil comme l'une des branches de l'ingénierie et c'est l'art de concevoir et de réaliser des ouvrages d'infrastructures.

Le génie civil a une longue histoire qui ne peut être imitée quoi qu'il arrive. Elle est présente dans chaque détail de notre vie quotidienne et fait partie des sciences qui suivent toujours le développement technologique existant. Nous ne pensons pas que ce soit ordinaire ou familier, mais cela nous surprend toujours avec quelque chose de nouveau.

Le génie civil a une longue histoire qui ne peut être imitée quoi qu'il arrive. Elle est présente dans chaque détail de notre vie quotidienne et c'est une science qui suit toujours les évolutions technologiques. Nous ne le considérons pas comme normal ou familier, mais il nous surprend toujours avec quelque chose de nouveau, malgré les obstacles naturels qui se dressent devant lui, mais il leur trouve toujours des solutions. On dit qu'il n'y a pas de mots impossibles dans les dictionnaires des ingénieurs.

Nous terminons actuellement une étude pour une maison composée d'un rez-de-chaussée et premier étage, détaillant les étapes les plus importantes de l'étude de construction selon les fondations et les études scientifiques de construction dans le but de concevoir un bâtiment sécuritaire tout en tenant compte des aspect économique.

Pour atteindre les objectifs mentionnés précédemment, notre mémoire est divisée en quatre chapitres :

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

Chapitre 02 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux de la structure et descente des charges.

Chapitre 03 : Calcul des éléments secondaires.

Chapitre 04 : Calcul des éléments structuraux.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

I. Introduction :

Dans le but de mettre en valeur nos connaissances théoriques acquises en trois ans dans le domaine du génie civil, spécialisé dans la construction civile et environnementale.

Dans ce chapitre, nous présentons le projet de fin d'études d'une licence en génie civil. Ce projet concerne un bâtiment a usage d'habitation (R+1) où nous montrons également l'état du projet et les matériaux utilisé ainsi que diverses réglementations telles que (RPA 99-Version 2003; BAEL 91 et CBA 93) et normes appliquées pour concevoir et calculer notre projet.

I.1. Description de l'ouvrage :

I.1.1. Situation de l'ouvrage :

Ce projet sera implanté dans la Wilaya de Ghardaïa qui est classé d'après les règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifies 2003) en zone 0.



Figure I.1: Wilaya de Ghardaïa source :|(Algerie ECO")

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

I.1.2. Conception architecturale :

Ce projet est basé sur l'étude d'une structure de rez-de-chaussée et premier étage à usage d'habitation .



Figure I- 2:La façade principale



Figure I-3: La coupe A-A



Figure I-4: Plan Rez chaussé



Figure I- 5:Plan 1er étage

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

○ **L'ossature :**

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto stables construits de poutres et de poteaux encastres.

1.2. Caractéristiques géométriques :

1.2.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC : 3.06 m
- Hauteur de 1^{ère} : 3.06 m
- Hauteur totale du bâtiment étage : 6.12 m

1.2.2. Dimensions en plan :

- La longueur totale : 11.75 m
- La largeur totale : 13.55 m

1.2.3. planches :

- Plancher à corps creux .
- Plancher à dalle pleine(pour les balcons).

1.2.4. Cage d'escalier :

- L'escalier est composé de deux volées et un palier de repos.

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

I.2.5. Maçonnerie :

Murs extérieurs	Murs intérieurs
<ul style="list-style-type: none">• Brique creuse de 15 cm.• L'âme d'air de 5 cm.• Brique creuse de 10 cm.	<ul style="list-style-type: none">• Brique creuse de 10 cm.

I.2.6. Revêtement :

- Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escalier.
- Mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures.
- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.

I.3. Caractéristiques physiques et mécaniques dans matériaux :

I.3.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction largement utilisé à travers le monde. Il est composé d'un mélange de ciment, des granulats, d'eau et d'adjuvants. Il peut être utilisé en grand masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle : béton armée.

En générale, le béton seul résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

I.3.2. Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire que mélangé à l'eau il forme une pâte fait prise et durcit (propriétés hydrauliques).

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

I.3.3. Granulats :

Il constitue l'un des éléments les plus importants du béton et se divise en trois catégories :

- **Les sables :** grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5mm.
- **Les gravillons :** grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- **Les cailloux :** grains de dimensions supérieurs à 25mm.

I.3.4. Eau de gâchage :

Il détermine la quantité d'eau ajoutée au mélange de béton sec, et son objectif est d'hydrater le liant et le mouillage les granulats pour une mise en œuvre facile sous forme de ciment.

I.4. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

I.4.1. Masse volumique :

Elle varie entre 2,2 à 2,5 t/m³ suivant la qualité d'acier, le sables, et le graviers , mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2,5 t/m³.

I.4.2. Résistance du béton :

- A la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (kg/m³) elle est notée :

$$f_{cj} = 25 \text{ MPa.}$$

Pour J < 28 jours on a les formules suivantes:

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 + 0,83 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa .}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 + 0,95 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa .}$$

A la traction :

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à jours « j » qui est conventionnellement introduite par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ (MPa) .}$$

$$\text{donc on a : } f_{tj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2.10 \text{ MPa .}$$

I.4.3. Contraintes limites :

○ Etat limite ultime :

La contrainte ultime du béton en compression :

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1.5$ sollicitations durables. $\Rightarrow \sigma_b = 14.17 \text{ MPa .}$

$\gamma_b = 1.15$ sollicitations accidentelles. $\Rightarrow \sigma_b = 18.48 \text{ MPa .}$

$\theta = 1$ la durée > 24h.

$\theta = 0.9$ la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ la durée 1h

la masse volumique du béton est: $\rho = 2500 \text{ kg/cm}^3$.

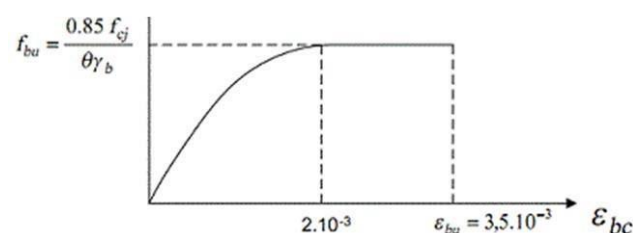


Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation :

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

○ Etat limite service :

La contrainte limite de service est :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{vu}{b_0 \times d}$$

Avec : ∂u : effort tranchant à l'ELU.

b_0 : largeur de l'âme.

d : hauteur utile.

On vérifie par suite que si :

la fissuration est peu nuisible	la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable
$\bar{r} \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right\} (\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$	$\bar{r} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right\} = 3.26 \text{ MPa.}$

I.4.4. Module de déformation longitudinale :

$$E_{tj} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa).}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa on a : } \begin{cases} E_{tj} = 32164.19 \text{ MPa.} \\ E_{vj} = 10721.40 \text{ MPa.} \end{cases}$$

I.4.5. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale :

$\nu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$ aux états limites de services (béton non fissuré).

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

I.5. Caractéristiques physiques et mécaniques du l'acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage « 2% », leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

- ✓ Module d'élasticité : $E = 2 \times 10^5$ MPa.
- ✓ Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances selon le (BAEL 91 V 99)

Nuance et limite d'élasticité des aciers :

Type d'aciers	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité Fer (MPa)
Ronds lisses	FeE 235	235
Barres à haute adhérence	FeE 400/500	400/500

Les aciers qu'on utilisées sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales .
- Aciers à haute adhérence (H.A) pour les armatures longitudinales .
- Treilles soudés ($150 \times 150 \text{ mm}^2$) avec $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$.

I.6. Contraintes limites :

I.6.1. Etat limite ultime « ELU » :

La contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

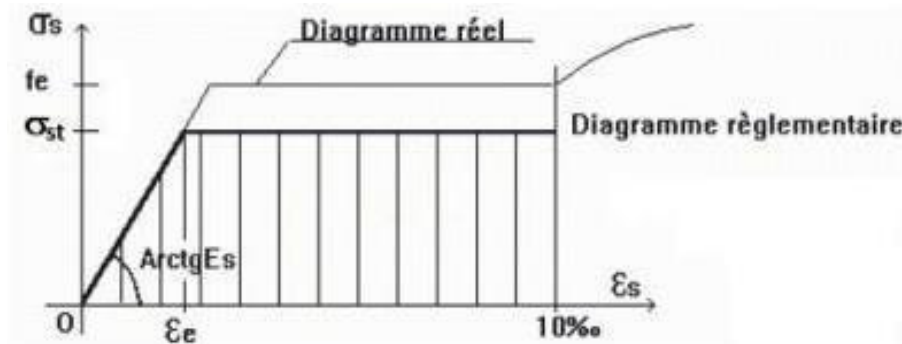


Figure I-6: Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le coefficient de sécurité de l'acier est :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentielle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable.

I.6.2. Etat limite de service « ELS » :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right\}$

$\eta = 1$ Pour \rightarrow pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.6$ Pour $\square \rightarrow$ pour les aciers a HR.

I.7. Hypothèse de calcul :

I.7.1. Calcul aux états limites ultime (E.L.U) :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10% .
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 3.5\%$ en flexion.

$\epsilon_{bc} = 2\%$ en compression centrée.

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

I.7.2. Calcul aux états limites de service (E.L.S) :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à:

$$(n = E_s / E_b = 15) \quad \rightarrow \quad n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

I.8. Sollicitation de calcul :

I.8.1. Etat limite ultime « Combinaisons fondamentales » :

$$S_{Ed} = 1.35 \times S_{Gk} + S_{Gk} + S_{Qk} + \sum (1.3 \times \psi_{0i} \times Q_{ki})$$

Avec :

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : une action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

γQ_i : 1.5 dans le cas général.

ψQ_i : 0.3/0.6.

I.8.2. Etat limite service :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_i \psi Q_i \times Q_i.$$

Chapitre I : *Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

I.9. Normes et Règlements utilisés :

I.9.1. Règlements utilisés sont :

- CBA93 : Règles de Conception et de Calcul des structures en Béton Armé
- RPA99/V2003 : Règlement Parasismique Algérien RPA 99 / Version 2003
- BAEL 91 : Béton Armé aux états limites.

I.9.2. Normes utilisés sont :

- NA-455: Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats- évaluation des fines- équivalent de sable.
- NA-593 : L'analyse des granulats.
- NA-442: Ciment- composition, spécifications et critères de conformité des ciment courants.
- NA-1966: Eau de gâchage pour bétons spécifications d'échantillonnage, d'essai et d'évaluation de l'aptitude a l'emploi, y compris les eaux de processus de l'industrie du béton, telle que l'eau de gâchage pour béton.

I.10. Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons pu élaborer une fiche d'identification de notre projet les dimensions de la structure, son emplacement et les caractéristiques des matériaux avec lesquels elle sera réalisée (ciment, acier, etc.).

Fournir les principales hypothèses nécessaires au calcul les éléments structurels du projet et une discussion des règles mathématiques les plus importantes qui doivent être suivies, car ces hypothèses représentent les fondements de base des dimensions des éléments structurels. Il convient de noter que ces hypothèses peuvent être affinées et modifiées au fil du temps.

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments et descentes de charges

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

III Introduction :

La base de notre étude dans ce chapitre sera de calculer la descente des charges, en partant du haut du bâtiment vers le bas (sa base). Ce calcul est nécessaire pour estimer les charges verticales sollicitant les éléments porteurs et puis commencer à déterminer leurs pré-dimensions, et cela est fait selon des normes et règles spécifiques.

le pré dimensionnement concerne les éléments porteurs suivant :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.

I.2. Méthode pratique pour le choix du sens porteur :

Dans notre choix du sens porteur , nous avons pris en compte le sens des poutre avec le plus grand longueur qui sont les poutre principale , le sens des poutre principale est le sens porteur.

I.3. Système porteur choisi pour notre structure :

Notre bâtiment est composé de (R+1) implanté à Ghardaïa la zone 0 sur un terrain stable donc on a choisi le système portique (poteau, poutre).

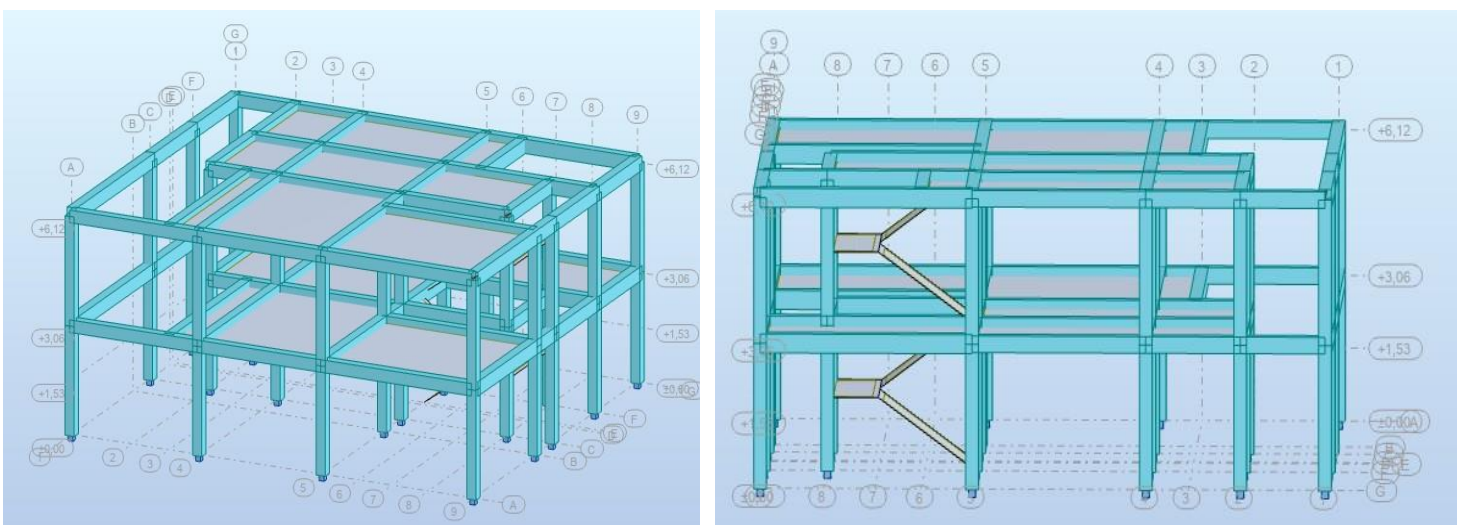


Figure II - 7: Les modélisations du bâtiment sous ROBOT.

I.4. Pré dimensionnement des planchers :

I.4.1. Définition :

Les planchers sont des aires planes horizontaux séparant deux niveaux d'une construction , et sont des éléments porteurs.

Pour notre projet, on a utilisé des planchers à corps creux qui sont constitués par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (hourdis), et on a les planchers a dalle pleine pour les balcons.

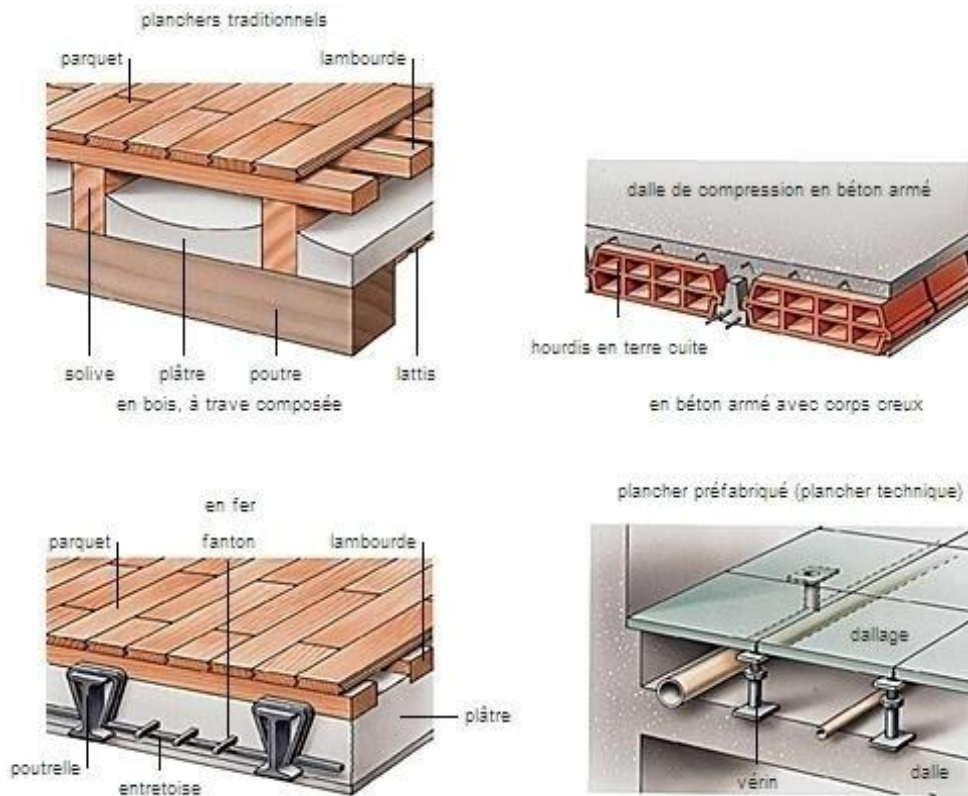


Figure II-8:les plancher

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

D'après les règles BAEL 91 :

- Condition d'isolation phonique : $ht \geq 16$.
- Condition de sécurité incendie : $ht \geq 7$ pour une heure de coupe de feu .
 $ht \geq 11$ pour deux heures de coupe de feu .
- Condition de résistance à la flexion : $H_{tp} \geq \frac{L}{25}$.

L : la grande portée du panneau considéré selon le sens des poutrelles.

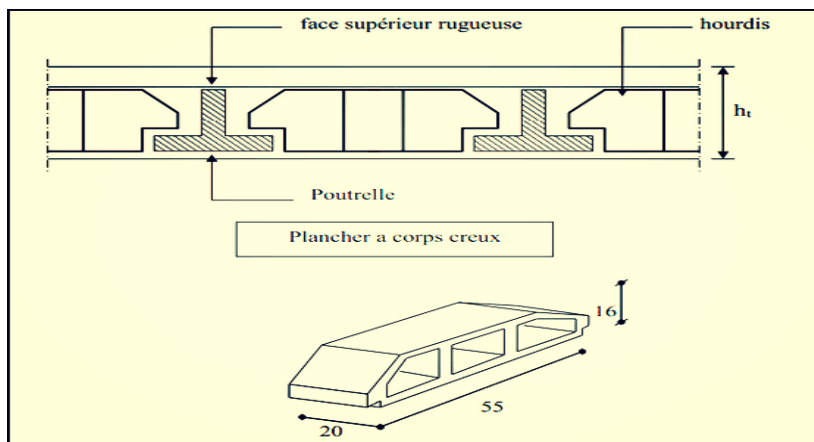


Figure II- 9: Coupe verticale du plancher en corps creux.

Application numérique :

Dans notre cas, on a : $L = 4.23$ m

$$H_{tp} \geq \frac{423}{22.5} \rightarrow H_{tp} \geq 16.44 \text{ cm.}$$

Donc : on prend $H_{tp} = 18.8$ cm soit un plancher $(16+5) = 21$ cm.

Condition de la flèche :

$$h_{min} \geq 16 \text{ cm} \quad \text{On a : } h = 18.8 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Soit : $ht = 21$ cm donc $\begin{cases} 16 \text{ cm épaisseur de la dalle en corps creux.} \\ 5 \text{ cm épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$

hcc : hauteur de la dalle en corps creux.

hdc : hauteur de la dalle de compression.

B₀ : hauteur de la nervure de 8 à 12 cm.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

I.4.1.1. Evaluation des charges et surcharges des planchers :

○ Charges permanente :

a) Plancher en corps creux de l'étage :

Couche	Charges (KN /m ²)
Carrelage	0.44
Lit de sable	0.75
Mortier de pose	0.40
Cloison légère	0.75
Isolation phonique	0.10
Plancher (16+5)	2.85
Enduit en plâtre	0.24
	G=5.53 KN/m²

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

b) Plancher en corps creux de terrasse inaccessible :

Désignation des éléments	e(cm)	Charges (KN /m ²)
Gravillon de protection	5	1.00
Multicouche d'étanchéité	2	0.12
Isolation thermique	4	0.16
Plancher corps creux (16+5)	21	2.95
Enduit en plâtre	2	0.2
Forme de pente	15%	2.2
		$\Sigma = 6.63 \text{ KN/m}^2$

$$G = 6.63 \text{ KN/m}^2$$

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

c) Plancher en corps creux de terrasse accessible :

Désignation des éléments	e(cm)	Charges (KN /m ²)
Multicouche d'étanchéité	2	0.12
Carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.40
Sable fin	3	0.54
Plancher corps creux (16+5)	21	2.95
Enduit en plâtre	2	0.2
		$\Sigma = 5.65$

$$G = 5.65 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

I.4..1.2. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Une poutrelle désigne le support horizontal principal d'une structure qui porte des poutres de plus petite taille.

La taille d'une poutrelle et de ses armatures est calibrée en fonction de sa longueur et des charges qu'elle doit reprendre.

Il existe deux critères des poutrelles :

- Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus Petite portée.
- Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre projet nous travaillerons avec le premier critère

b: Largeur de la table de compression.

h : Epaisseur de plancher = 20+5 Cm.

Lx: Distance entre deux nervures successives.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

L_y : Distance maximale entre deux appuis de deux poutres secondaires.

H_0 : Epaisseur de la table de compression $h_0 = 5$ cm.

b_0 : Largeur de la nervure = $(0.4 \text{ à } 0.6) \times h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12)$.

Soit : $b_0 = 10$ cm .

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm} , \quad L_y = 550 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2}, \frac{550}{10} \right) \quad \Rightarrow \quad b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2}, \frac{550}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \min(26.5, 55) \quad \Rightarrow \quad b_1 = 26,5 \text{ cm} .$$

$$b = b_0 + 2b_1.$$

$$b = 10 + (2 \times 26.5) \quad \Rightarrow \quad b = 63 \text{ cm}$$

Soit : $b = 63$ cm.

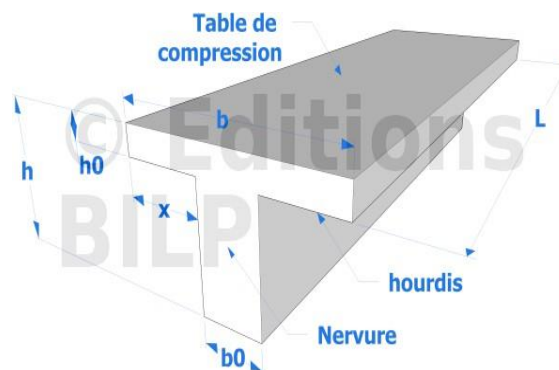


Figure II-10: un poutrelle.

I.4..2. Planchers à dalle pleine :

Il s'agit de la dalle du radier, des escaliers et des balcons. Leurs épaisseurs dépendent d'une part des conditions de résistance à la flexion : $L/30$ à $L/35$ de la portée pour une dalle reposant sur deux appuis : $L/40$ à $L/50$ pour une dalle reposant sur trois ou

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

quatre cotés. D'autre part, elles dépendent aussi de la condition d'isolation acoustique (loi de masse)



Figure II- 11:Plancher a dalle pleine

I.5. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment, Elles peuvent avoir différentes formes de section (rectangulaires, , en T,.. ect.).

Elle a pour rôle de reprendre les charges du mobilier, du poids propre des matériaux (hourdis, plancher, ...ect) pour les transmettre aux poteaux ou murs porteurs.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par le BAEL 91 révisée 99 et vérifiées par la suite selon le RPA 99 / version 2003.

On distingue les poutres principaux qui constituent des appuis aux poutrelles et les achats secondaires qui assurent le chaînage, et la vérification doit également être la suivante :

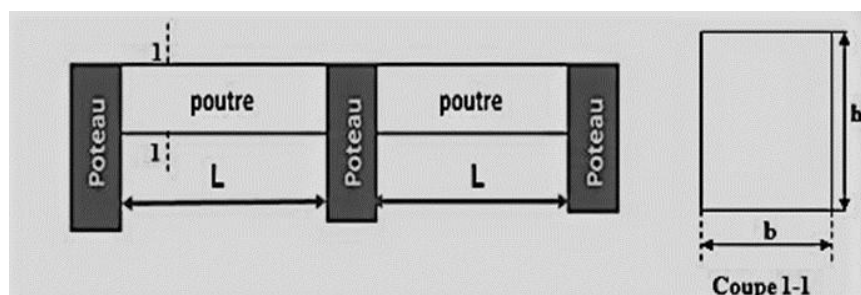


Figure II- 12:Une poutre

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

D'après les règles BAEL 91 ,la section de la poutre est déterminée par les formules indiquées ci-dessous :

La hauteur de la poutre est déterminée par l'expression suivante :

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

L_{\max} : Longueur de la portée maximale de la poutre entre nus d'appuis.

h : Hauteur de la poutre.

La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée comme suit :

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

b : Largeur de la poutre.

Vérification selon RPA99/V2003:

- $h \geq 30$ cm.
- $b \geq 20$ cm.
- $h/b \leq 4$.
- $b_{\max} \leq 1.5 h + b_0$ (b_0 est la plus petite dimension de la section du poteau).

Poutre principale :

$L = 5.5$ m.

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10} \quad \Rightarrow \quad 36.66 \leq h \leq 55$$

On prend $h = 40$ cm.

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend $b = 30$ cm.

Donc:

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$condition vérifiée.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

- $h/b = 1.3 \leq 4$condition vérifiée.

Poutre secondaire :

L = 5 m.

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50$$

On prend $h = 35\text{cm}$.

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 30\text{ cm}$.

Donc:

- $h = 35\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$condition vérifiée.
- $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$condition vérifiée.
- $h/b = 1.16 \leq 4$condition vérifiée.

I.6. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont considérés comme l'un des éléments les plus importants de l'ouvrage, ce sont des éléments porteurs verticaux et ponctuels, et se distinguent par leur longueur (mesurée verticalement) et leur section.

Et le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la capacité portante d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU

(1,35G + 1,5Q). Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

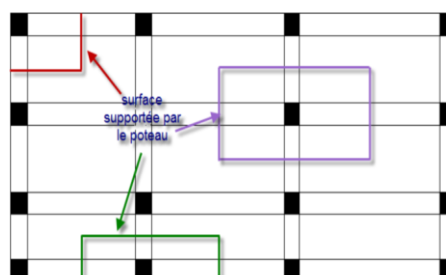


Figure II-13: Les positions de charges des poteaux

I.6..1. Descente de charges des poteaux :

Application :

On prend poteau adjacent :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q.$$

$$N_G = (S*(G_{ec}+G_{ta}+ G_t))*1.1$$

$$N_Q = (S*(Q_{ec} = Q_t)) . \quad S = (4.23 + 4.10)/2*(3.00+5.50)/2=17.70 \text{ m}^2.$$

$$N_G = 346.760 \text{ KN}.$$

$$N_Q = 70.8 \text{ KN}.$$

$$N_u = 574.326 \text{ KN} \dots\dots\dots 0.574 \text{ MN}.$$

$$Br = 1.35*B*Nu / ((A/B*fe)) + (0.85*fc_{28}) \quad B = 1.2 \quad A/B = 0.9\%$$

$$Br = 0.037$$

Donc: $a = \sqrt{Br} + 0.02 = 0.19 \text{ m}.$

On prend :

Des poteaux carré de (30 × 30)cm.

Avec :

- Br : Section réduite du poteau (en cm).
- A : Section d'acier comprimés prise en compte dans le calcul
- fc_{28} : Résistance à la compression du béton
- fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé
- $\gamma_b=1.5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable)
- $\gamma_s=1.15$: Coefficient de sécurité d'acier.
- α : Coefficient réducteur

Tableau 11.1: les résultats de pré dimensionnement

Poutres	Poutre principale			Poutre chaînage		
	L=5.50m	L=3.00m	L=3.00m	L=5.00m	L=4.10m	L=4.23m
Plancher	Epaisseur de plancher				25 cm	
	Dimensionnement de poutrelle				$h = 20 + 5\text{cm.}$ $h_0 = 10 \text{ cm.}$ $b_0 = 12 \text{ cm.}$ $b = 63 \text{ cm.}$	
Poutres	40 x 30	40 x 30	40 x 30	35 x 30	35 x 30	35 x 30

I.7. Conclusion:

Au cours de ce chapitre, nous avons déterminé les dimensions des éléments de base qui composent la structure de notre bâtiment.

Ceci est basé sur les règles et normes du BAEL 91R99, RPA 99 Version 2003, et CBA93.

**Chapitre *III*:
Calcul des éléments secondaires**

II. Introduction :

Le bâtiment est implanté et construit au sein d'un groupe d'éléments structurels (éléments primaires et secondaires). Dans ce chapitre nous calculerons les éléments secondaires (escalier ,les planchers, balcon et acrotère). Pour calculer ces éléments, il faut évaluer charges sur l'élément considéré, puis calculer les sollicitations les plus défavorables ,ensuite on détermine la section d'acier nécessaire pour reprendre ces charges. Pour tout ce qui concerne les planchers à corps creux, le calcul comprend deux composantes : La dalle de compression et les poutrelles.

II.1. Escalier :

Ensemble de supports plans (degrés, marches), fixes ou mobiles, échelonnés de façon à assurer la circulation des personnes entre deux ou plusieurs niveaux utilisés pour relier différents niveaux de bâtiment.

Et notre bâtiment comporte un type d'escaliers de deux volées composées et un paliers de repos .

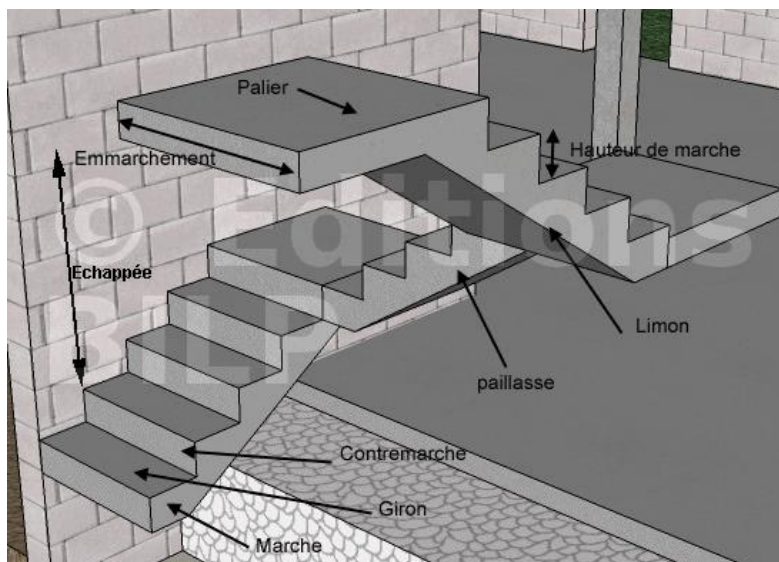


Figure III-14:Escalier

II.1.1. Dimensionnement d'un escalier :

D'après la formule de Blondel on a :

$$58 < M = 2h + g < 64$$

« **M** » : Pas de foulée.

« **h** » : La hauteur de la marche.

« **g** » : Giron.

○ **Caractéristiques géométriques :**

La hauteur : $h = 3,06$ m

Giron : $g = 30$ cm

Donc , on a :

$$58 < 2h + g < 64 \Rightarrow \boxed{h=17 \text{ cm}}$$

○ **Calcul de nombre de contremarche :**

Pour ce calcul nous avons :

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

Sur la base des résultats précédents, nous trouvons que nous avons 09 contremarches par volée.

L'inclinaison de la pailasse est déterminée par la formule suivante :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{g} \right)$$

$$\text{Dans notre cas : } \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{17}{30} \right) = 29^\circ.53 = 30^\circ$$

Epaisseur de paillasse :

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

$$\frac{285}{30} \leq e_{paillasse} \leq \frac{285}{20} \Rightarrow 13.17 \leq e_{paillasse} \leq 19.75 \Rightarrow e_{paillasse} = 15 \text{ cm}$$

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

○ **Epaisseur palier :**

$$\frac{153}{30} \leq e_{palier} \leq \frac{153}{20} \Rightarrow 5.1 \leq e_{palier} \leq 7.65$$

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

II.1..2. Evaluation des charges et des surcharges :

- Le palier : (dalle plane).
- La volée :

Tableau 2I.1: charge permanente et surcharge de volée

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)
Poids de la dalle	3.75
Poids des marches	0.00
Mortier de pose	0.40
Carrelage	0.44
Enduit en plâtre	0.15
Garde-corps	0.00
	$\Sigma = 4.74$

$$G_{paliers} = 4.74 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{paliers} = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

Désignation des éléments	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	3.75
Poids des marches	1.87
Mortier de pose	0.40
Carrelage	0.44
Enduit en plâtre	0.15
Garde-corps	0.60
	$\Sigma = 5.98$

$$G_{\text{volées}} = 5.98 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{volées}} = 2.50 \text{ KN.}$$

II.1..3. Calcul des sollicitations :

Soit :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q .$$

$$Q_{ser} = G + Q .$$

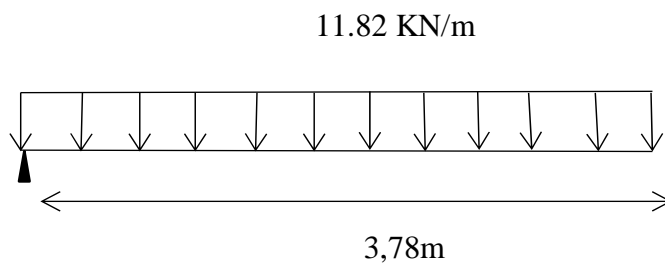
- Pour volée :

$$Q_u = 11.82 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{ser} = 8.48 \text{ KN/ml.}$$

ELU :

Schéma statique :



Calcul des réactions :

$$\Sigma f/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (11.82 \times 3.78) = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 44.68 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B = 22.34 \text{ KN.}$$

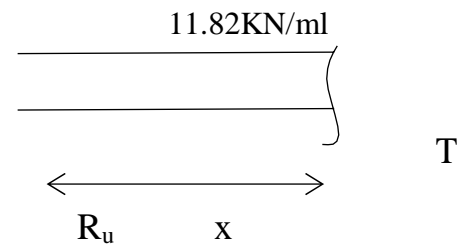
$$\Sigma M /B = 0 \Rightarrow R_A = 22.34 \text{ KN}$$

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

$$0 \text{ m} \leq x \leq 3.78 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} \sum f/y = 0 &\Rightarrow -T(x) + R_A - 11.82(x) = 0. \\ &\Rightarrow T(x) = 22,34 - 11.82(x). \end{aligned}$$



Récapitulatif de résultat d'effort tranchant :

$$\sum M / 1.1 = M(x) - R_a(x) + 11.82 \left(\frac{(x)^2}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = 22.34(x) - 5.91(x)^2.$$

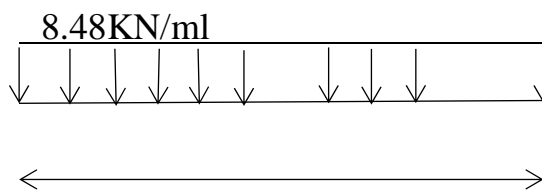
Récapitulatif de résultat de moment :

X (cm)	0	3.78
M (KN.m)	0	0

$$X = 1.89 \text{ m} \Rightarrow M_{\max} = 63.33 \text{ KN.m.}$$

ELS :

Schéma statique :



X (m)	0	3.78
T (KN)	22.34	-22.34

Calcul des réactions :

$$\sum f/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (8.48 \times 3.78) = 0$$

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

$$\Rightarrow R_A + R_B = 32.0544 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B = 16.0272 \text{ KN.}$$

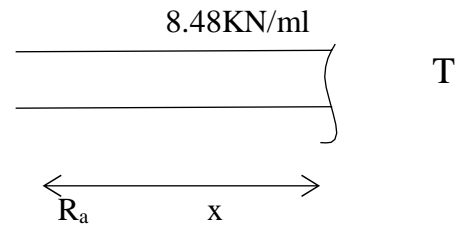
$$\Sigma M /B = 0 \Rightarrow R_A = 16.0272 \text{ KN.}$$

• Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

$$0 \text{ m} \leq x \leq 3.78 \text{ m.}$$

$$\Sigma f/y = 0 \Rightarrow -T(x) + R_A - 8.48(x) = 0.$$

$$\Rightarrow T(x) = 16.0272 - 8.48 (x).$$



Récapitulatif de résultat d'effort tranchant :

Récapitulatif de résultat de moment :

$$\Sigma M / 1.1 = M (x) - R_a (x) + 8.48 \left(\frac{(x)^2}{2} \right) = 0$$

$$\Rightarrow M (x) = 16.0272 (x) - 4.24 (x)^2.$$

X (cm)	0	3.78
M (KN.m)	0	0

$$X = 1.89 \text{ m} \Rightarrow M_{\text{max}} = 15.14 \text{ KN.m.}$$

Puisque les appuis sont partiellement encastés, donc on doit corriger les moments obtenus:

$$M_{\text{Travée}} = 0.85 M_{\text{Max.}}$$

$$M_{\text{Appui}} = -0.3 M_{\text{Max.}}$$

Tableau 3.2 : Récapitulatif les résultats des moments en travée et en appui

	M(ELS)(KN.m)	M(ELU)(KN.m)
Travée	12.87	63.33
Appuis	-4.542	-6.333

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

Diagramme des moments et des efforts tranchants :

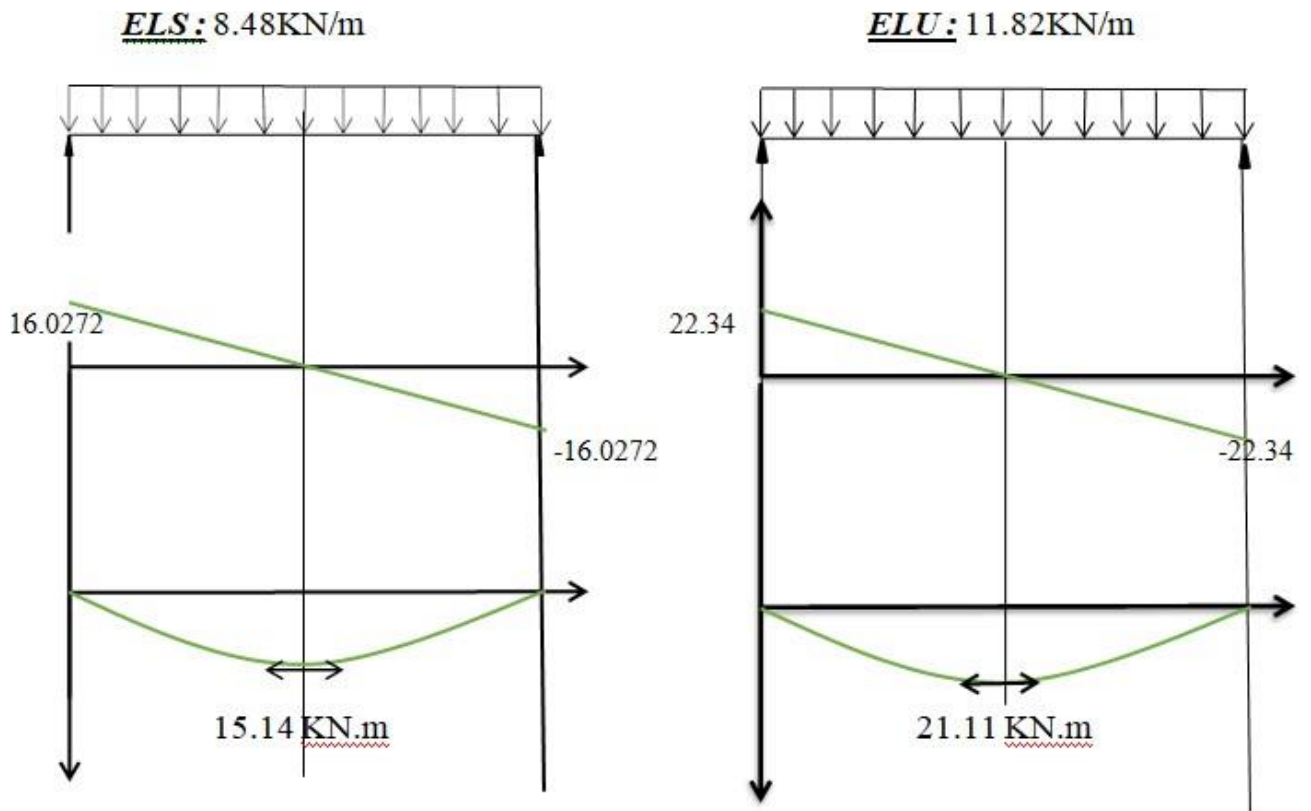
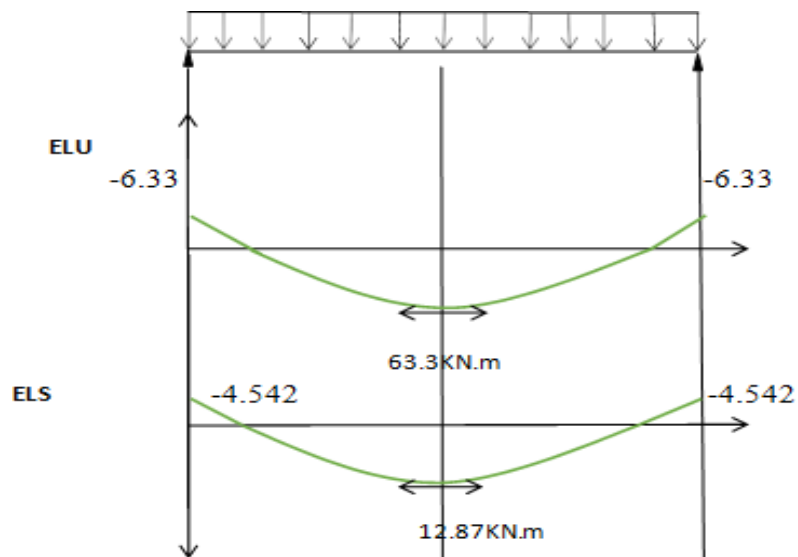


Diagramme les moments en travée et en appui :



III.1.4. Calcul du ferrailage :

Pour l'armature principale, la dalle est soumise à la flexion simple, l'armature est déterminée en fonction du moment de flexion.

Calcul du ferrailage longitudinal nécessaire :

Le ferrailage se fait à la flexion simple, section rectangulaire $b = 1\text{ m}$, $h = 14\text{ cm}$, $d = 13.5\text{ cm}$.

Tableau 4.1 : Récapitulatif des résultats des armatures à ELU.

	M_u	μ	A'_s	α	β	σ_{st}	A_s	Choix
En travée	17.94	0.024	0	0.030	0.985	347.83	1.014	6HA12
En appui	6.33	0.002	0	0.0025	0.999	347.83	1.349	2HA10

- Armatures réduit agissant :

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{63.33}{1 \times (13.5)^2 \times 14.16} = 0.024 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0.$$

- Section d'aciers tendus :

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.030 \rightarrow \beta = 0.985.$$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{63.33 \times 10^3}{0.985 \times 13.5^2 \times 347.83} = 1.014 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.832}{4} = 0.253 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Tableau 5I.2 : Récapitulatif armature de répartition

	Ar (cm ²)	Choix
En travée	0.253	2HA5
En appui	0.39	2HA6

III.1.5. Vérifications :

III.1.5.1. Condition non fragilité : On doit vérifier que A_s est supérieure à A_{min}.

$$A_s \geq 0.23 b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

- En travée : A_s = 2.35 cm² ≥ A_{min}..... vérifiée.
- En appui : A_s = 1.57 cm² ≥ A_{min} vérifiée.

III.1.5.2. Vérification des contraintes à l'EUS :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	M _{ser}	A _s	D (m)	E (m)	Y ₁	I (cm ⁴)	K	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}$	obs
En travée	8.76	2.35	0.35	8.81	2.64	4068.17	2.15	5.68	15	vérifiée
En appui	3.10	1.57	0.47	11.63	2.97	2930.36	1.06	3.14	15	Vérifiée

III.1.5.3. Vérification à l'effort tranchant :

on vérifie que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

avec : τ_u: contrainte de cisaillement .

v_u = 20 kN .

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{20 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} = 0.16 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu préjudiciable : $\tau_u = \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$.

$$\tau_u = \min\{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$0.16 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

III.1.5.4. Schéma de ferrailage :

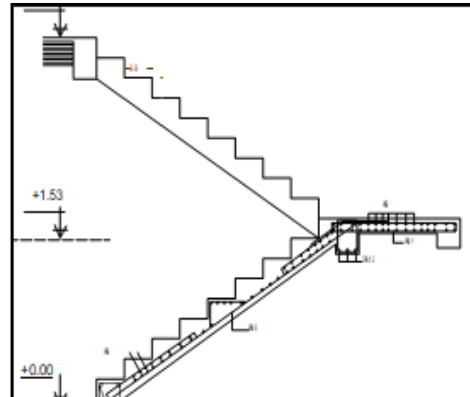
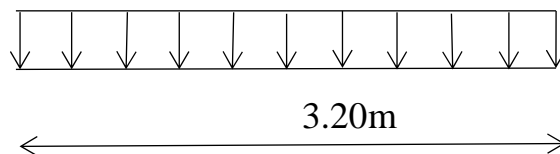


Figure III-15:Ferrailage de l'escalier

III.1.6. Etude de la poutre palière :

Le ferrailage longitudinal de la poutre est déterminé en utilisant l'organigramme de calcul de ferrailage pour une section rectangulaire.

III.1.6.1. Schéma statique :



III.1.6.2. Pré dimensionnement de la poutre palière:

La poutre palière sera dimensionner Selon le BAEL 91, et sera vérifiée selon la condition exigée par le RPA99/Version 2003.

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1..6.3. Chargement de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

G (KN/m)	Q (KN/m)
poids propre le long de la poutre :	2.5
Poids de dalle pleine : = 5.9	
Totale :G = 7.78	

- Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

✓ ELU : $R_B = 22.34\text{KN}$

	ELU M(Kn.m)	ELS M (Kn.m)
En travée	35.73	25.89

✓ ELS : $R_B = 16.0272\text{ KN}$

Combinaison de charge :

✓ ELU : $Q_u = 1.35(7.78) + 22.34 = 32.84\text{ KN}$
✓ ELS : $Q_{ser} = 7.78 + 16.0272 = 23.80\text{ KN}$

- Calcul des sollicitations :
- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{32.84 \times (3.20)^2}{8} = 42.03\text{ KN.m.}$$

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

En appuis	-12.60	-9.13
-----------	--------	-------

$$M_0 = \frac{Q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{23.80 \times (3.20)^2}{8} = 30.46 \text{ KN.m.}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{32.84 \times 3.20}{2} = 52.54 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = \frac{Q_{ser} \times L}{2} = \frac{23.80 \times 3.20}{2} = 38.08 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

- Calcul les réactions :

✓ ELU :

$$\checkmark \sum F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b - (32.84 \times 3.20) = 0$$

$$\checkmark \Rightarrow R_a + R_b = 105.08 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \Rightarrow R_a = R_b = 52.54 \text{ KN.}$$

✓ ELS :

$$\checkmark \sum F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b - (23.80 \times 3.20) = 0$$

$$\checkmark \Rightarrow R_a + R_b = 76.16 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \Rightarrow R_a = R_b = 38.08 \text{ KN.}$$

Calcul le ferrailage de la poutre palière :

Les armatures longitudinales:

Tableau 6.3 : Récapitulatif du calcul les armatures à ELU

	M _U (kn.m)	μ	A' _s (cm ²)	a	β	σ_{st} (Mpa)	A _s (cm ²)	choix
En travée	12.60	0.004	0	0.005	0.998	347.83	2.68	4HA10
								3.14cm ²
En appui	35.73	0.013	0	0.016	0.999	347.83	7.62	5HA14
								7.70cm ²

III.1..6.4. Armatures transversales:

Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right)$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

ϕ_t (mm)	St (cm)	AT (cm)
8	10	2.01

• **Vérifications :**

Condition non fragilité:

✓ On doit vérifier que A_s est supérieure à A_{min}.

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d (28/fe) = 0.23 \times 30 \times 22.5 (2.1/ 400) = 0.81 \text{ cm}^2. A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V.}$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V.}$$

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

- ✓ Vérification de l'effort tranchant.

$$V_u = T_u^{\max} = 52.54 \text{ KN.}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left(0.2 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right).$$

$$\tau_u = \text{MPa} < 3.33 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Les vérifications a L'ELS \Rightarrow Condition vérifiée.

III.1.6.5. Schéma de ferrailage :

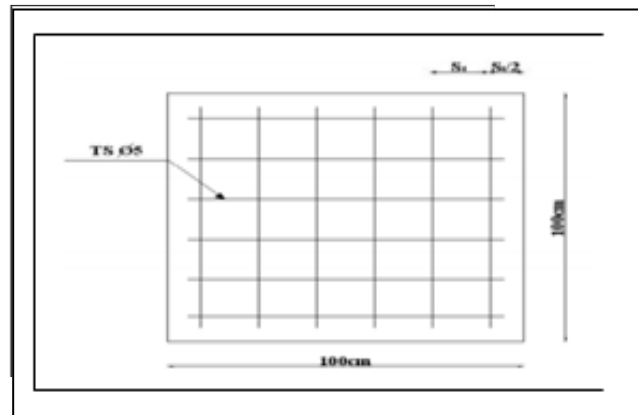


Figure III-16: Disposition des armatures de la table de compression

III.1.7. Calcul des Planchers :

III.1.7.1. Dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage. La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

III.1.7.2. Calcul des Sollicitation des planchers :

- Méthode forfaitaire :

Condition d'application :

- 1- $\{Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN /m}^2)\}$.
- 2- Les différentes travées en la même section (le moment quadratique I est constant sur tout la poutre).
- 3- $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- 4- Fissuration peu nuisible.

- Exposé de la méthode :

- 1- $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$.
- 2- pour travée de rive : $M_t = \left[\frac{1.2+0.3 \alpha}{2} \right] M_0$.
- 3- pour travée intermédiaire : $M_t = \left[\frac{1+0.3 \alpha}{2} \right] M_0$.
- 4- $M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \text{Max } [1.05 M_0 \text{ ET } (1 + 0.3 \alpha)M_0]$.

- Moment sur appuis :

- 1- $M = 0,2M_0$ appuis de rive
- 2- $M = 0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- 3- $M = 0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

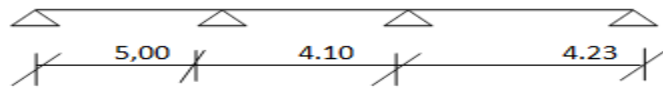
III.1.7.3. Hypothèses :

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte.
 - on adopte des longueurs de portées fictives l' telles que :
- $l' = l$ pour les deux travées de rive.
- $l' = 0.8l$ pour les travées intermédiaires.

III.1..7.4. Evaluation des charges :

Type 01 :



Type 02 :

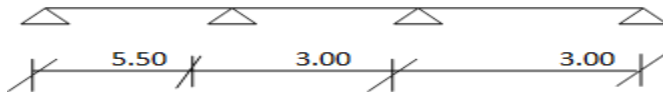


Figure III-17: Les types des

- Charge permanente plancher étage : $G=5.53\text{KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation plancher étage : $Q=1.5\text{KN/m}^2$
- Charge permanente plancher terrasse : $G=6.63\text{KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation plancher terrasse : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

III.1..7.5. Combinaison d'actions :

- E.L.U : $P_u = (1.35 G + 1.5 Q) * 0.65$.
- E.L.S : $P_s (G+Q) * 0.65$.

III.1..7.6. Type des planchers :

- Plancher sur 4 appuis .
- Plancher sur 4 appuis.

III.1.7.7. Effort tranchant :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{Mg - Md}{L}$$

$$\theta(x) = \frac{PL}{2}$$

Vérification :

Type 01 :

- ✓ $Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (11.6 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{OK.}$
- ✓ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max (13.9 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK.}$
- ✓ Les différentes travées en la même section :

$$\checkmark \begin{cases} 0.8 < \frac{500}{441} = 1.13 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{OK} \\ 0.8 < \frac{410}{424} = 0.96 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{OK} \end{cases}$$

Type 02 :

- ✓ $Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{OK.}$
- ✓ Les différentes travées en la même section.....OK.

$$\checkmark \begin{cases} 0.8 < \frac{550}{301} = 1.13 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{OK} \\ 0.8 < \frac{300}{301} = 0.99 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{OK} \end{cases}$$

Donc :

Pour les types 1 et 2 Nous dépendrons de la méthode de forfaitaire.

III.1..7.7. Les moment isostatique :

	<i>Métage ultime 0</i>	<i>Mterrasse ultime 0</i>	<i>Métage service 0</i>	<i>Mterrasse service 0</i>
L=5.00	19.73	21.22	14.27	15.49
L=4.10	13.25	14.26	9.58	10.40
L=4.23	14.11	15.18	10.19	11.07

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq M_{\max} \begin{cases} 1,05M_0 \\ (1+0,3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2) \quad M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_0 & \text{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0,3\alpha}{2} \cdot M_0 & \text{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

• **Au niveau des appuis**

$M_a \geq 0,5.M_0$ Appui voisin des appuis de rive

$M_a \geq 0,4M_0$ Appui intermédiaire

- M_t : moment en travée .
- M_w : moment max sur l'appui gauche.
- M_e : moment max sur l'appui droit.
- M_0 : moment isostatique.
- T_w : effort tranchant à gauche de travée.
- T_e : effort tranchant à droite de travée.

Tableau 7.1 : Moment maximale

	ELU		ELS	
	<i>Ma</i>	<i>Mt</i>	<i>Ma</i>	<i>Mt</i>
Etage	11.925	15.02	8.62	15.65
Terrasse	12.835	10.72	8.79	7.09

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

III.1..7.8. Calcul de ferrailage :

III.1..7.8.1. Armatures longitudinales :

		En travée	Aux appuis	
	Mu (kN.m)	10.72	12.835	
ELU	M ₀ (KN. m)	$M_0 = f_{bu} \cdot b \cdot h_0(d - h_0/2) = 14.16 \cdot 65 \cdot 4 \cdot (13.5 - 4/2) = 42.338 \text{KN.m}$		
		$M_u < M_0$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (60*20) ⇒ calcul en flexion simple	La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒ calcul en flexion simple	
	μ_{bu}	0.063	0.07	
	μ_l	0.392		
	$\mu_{bu} \leq \mu_l$	Vérifiée	Vérifiée	
	A'(cm ²)	0	0	
	β	0.967	0.964	
	A(cm ²)	2.359	2.834	
	A _m (cm ²)	1.37	1.37	
	Le choix	3HA10=2.36 cm ²	6HA8=3.02cm ²	
Vérification à l'ELS				
ELS	M _{ser} (KN. m)	7.09	8.79	
	y ₁ (cm)	4.414	5.086	
	IG (cm ⁴)	3242.53	7575.282	
	K(N/mm ³)	0.0021	0.145	
	σ_{bc}	0.009	0.0007	
	$\sigma_{\bar{b}c}$	15		
	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{\bar{b}c}$	vérifiée	vérifiée	
	σ_{st}	0.303	0.072	
	$\sigma_{\bar{s}t}$	201.64		
	$\sigma_{st} \leq \sigma_{\bar{s}t}$	vérifiée		

III.1..7.8.2. Armatures transversales :

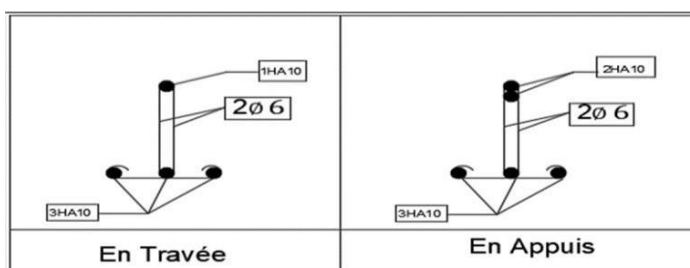


Figure III- 18:Ferrailage des poutrelles.

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

$$\varnothing \leq m\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varnothing \max\right) \rightarrow \varnothing \leq \min(7.14, 10, 10) \rightarrow \varnothing = 7.14 \text{ mm}$$

- Les armatures transversales seront réalisées par étrier de $\varnothing 6$.

III.2. Balcons

III.2.1. Définition :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre. Il est un élément architectural, constituant d'une plate-forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs baies.



Figure III-19: Balcon.

III.2.2. Calcul de Sollicitation :

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

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.
- Epaisseur du balcon : $h_0 \geq \frac{L}{30} = 4.33 \text{ cm}$ on adopte $h_0 = 15\text{cm}$.

III.2..3. descente de charge :

Tableau 8: Evaluation des charges pour le balcon

Désignation de la charge	Valeur en KN/m2
1- Revêtement en carrelage (e=2cm)	0,40
2- Mortier de pose (e=2cm)	0,40
3- Sable fin pour mortier (e=2cm)	0,34
4- Dalle pleine (e=16cm)	4,00
5- Enduit en ciment (e=2cm)	0,20
G	5,34
Q	3,50

III.2..4. Charges et des sollicitations :

- Poids propre G= 5,34 KN/m².
- Surcharge Q =3,5 KN/m².

III.2..5. Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1.35G+1.5Q = (1.35*5.34 + 1.5*3.50)= 12.46 \text{ KN/m}^2. \text{ « Charge surfacique ».}$$

$$Q_u = 12.46 * 1\text{m} = 12.46 \text{ KN/ml. « Charge linéaire »}$$

$$Q_{\text{ser}} = G+Q = 5.34 + 3.50 = 8.84 \text{ KN / m}^2. \text{ « Charge surfacique »}$$

$$Q_{\text{ser}} = 8.84 * 1\text{m} = 8.84 \text{ KN/ml. « Charge linéaire ».}$$

III.2..6. Calcul du ferrailage:

La section à calculé (100x15) .

$$M = 13,04\text{KN.m.}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b*d^2*\sigma_{bc}} = \frac{13.04*10^3}{100*13.5*348} = 2.85 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4T10 et $A_{\text{adp}} = 4.52 \text{ cm}^2$ Et $S_t = 25 \text{ cm.}$

$$A_r = \frac{As}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ Et } A_{\text{adp}} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

On prend 4T8 , l'espacement $S_t = 25 \text{ cm.}$

III.2..7. Vérifications:

- **Conditions de non fragilité:**

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot 2.1}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adpt}} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{18.13 \cdot 10^3}{100 \cdot 10 \cdot 10^2} = 0.18 \text{ Mpa.}$$

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$$\overline{\tau_u} = \min (0.10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \min (0.10 \cdot 25 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.18 < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales n'est pas nécessaire.

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

$$M_{\text{ser}} = 9.33 \text{ kNm .}$$

III.2..8. Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50y^2 + 67.8 y - 915.3 = 0 \rightarrow y = 3.65 \text{ cm.}$$

(position de l'axe neutre /à la fibre la plus comprimée)

III.2..9. Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \sum A_s (d - y_1)^2 = \frac{100}{3} (3.65)^3 + 15 \cdot 4.52 \cdot (13.5 - 3.65)^2$$

$$I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

III.2..10. Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_i = \frac{9.33 \cdot 10^3}{8199.03} \cdot 3.65 = 4.15 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.15 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2..11. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{bc} :

Pour une fissuration préjudiciable on a :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_t 28}\right\}$$

Avec n : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1.6$.

$$\overline{\sigma_{bc}} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = \min\{267 ; 202\} = 202\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-y_1) = 15 \times \frac{9.33 \times 10^3}{8199.03} \times (13.5 - 3.65) = 168.13 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 168.13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 202 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.2..15. Vérification de la flèche :

Pour les éléments supports en console, la flèche F est égale à :

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec : } F_1 = \frac{QL^2}{8EL} \text{ Flèche due à la charge répartie.}$$

$$: F_2 = \frac{PL^3}{8EL} \text{ Flèche due à la charge concentrée.0.}$$

III.2..16. Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7.5 + 15 \times 3.65 + 13.5}{100 \times 15 + 3.65 \times 15} = 7.71 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = Y_G = 7.71 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7.29.$$

III.2..17. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_3^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y^1)^2$$

$$\frac{100(7.71)^3}{3} + \frac{100 \times (7.29)}{3} + 15 \times 3.65 \times (13.5 - 7.71)^2 =$$

$$I = 16451.62 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1.30)^3 \times 10^2}{32164.2 \times 10^{-5} \times 16451.62} \times \left[\frac{9.33 \times 1.30}{8} + \frac{1.43}{3} \right] = 0.083 \text{ cm.}$$

$$F_{ad} = L/250 = 130/250 = 0.52 \text{ cm.}$$

$$F_{cal} = 0.083 \text{ cm} < F_{adm} = 0.52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

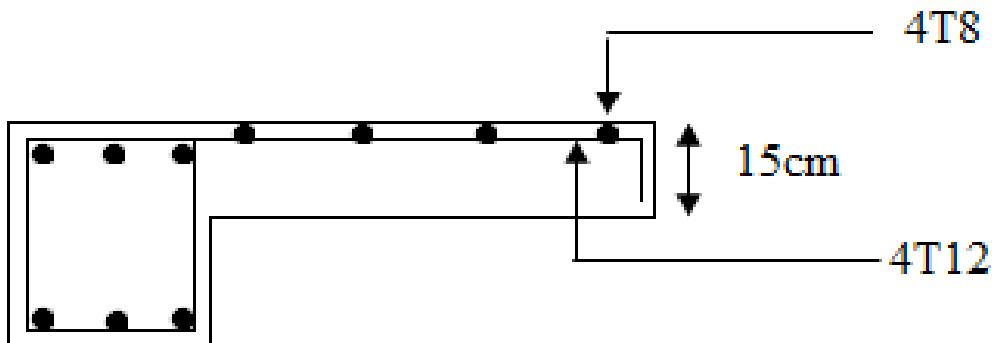


Figure III -20:Détail de ferrailage des balcons.

Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et de la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

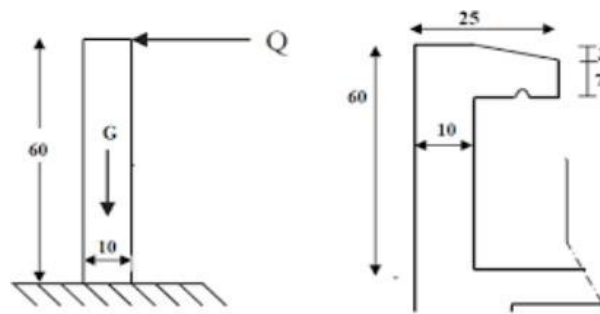


Figure III-21: L'acrotère.

II.2..1. Application :

$$(0.5 \times 0.10 \times 25 + \left(\frac{0.07+0.1}{2}\right) \times 0.25 \times 25) + 0.3 = 2.08 \text{ KN/ml.}$$

Acrotère : 2.08 KN/ml.

II.2..2. Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait par une section rectangulaire ,soumise à la flexion composée et en situation durable.

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

$$h = 10\text{cm.}$$

$$D = 7.5\text{cm.}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPA.}$$

$$f_{bu} = 14.2 .$$

$$f_e = 400 ,$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$L_0 = 0.6 .$$

$$L_f = 2 L_0 = 1.2\text{m.}$$

Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

L'ELU :

Tableau 9: Calcul de ferrailage de l'Acrotère.

$(0.337 \cdot h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} \geq N_u(d-d') - M_1 \rightarrow$ avec $M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$	
Vérifier	
Donc on a une section partiellement comprimée	
$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \cdot \frac{e_1}{h}\right) \rightarrow$ avec $e_1 = e_0 + e_a \rightarrow e_0 = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e_0 = \max\left(2\text{cm}; \frac{l_0}{250}\right)$	
$e_a = 2\text{cm}; e_0 = 36.6\text{ cm}; e_1 = 38.6\text{ cm}; \frac{l_f}{h} = 12 \leq \max(15; 77.2)$	
$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 \cdot a_2 = 0.014\text{ m} \rightarrow e' = 0.040\text{ m}.$	
Sollicitation corrigé $N'_u = N_u \rightarrow M'_u = N'_u \cdot e' = 0.98\text{ KN.m}$	
μ'	0.012
μ_l	0.392
$\mu' \leq \mu_l$	OK
A'	0
α	0.015
β	0.994
ϵ_{st}	10%
ϵ_l	1.74%
σ_{st}	348MPa
A_s	0.307cm ²
Condition de non fragilité A_{min}	1cm ²
$A_s < A_{min}$ Donc on prend $A_s = A_{min} = 1\text{cm}^2$	
Le choix	4HA8 = 2.01 cm ²
Armature de répartition A_r	$\frac{A}{2} = 1.005\text{ cm}^2$
Le choix	3HA8 = 1.5 cm ²

II.2.3. Présentation du ferrailage :

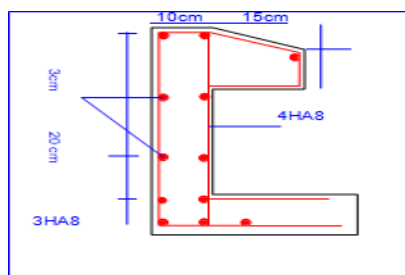


Figure III-22: Ferrailage d'acrotère.

2.3.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons appris à calculer le ferrailage nécessaire des éléments secondaires de notre bâtiment afin d'effectuer toutes les vérifications nécessaires pour garantir l'intégrité et la résistance du bâtiment.

Chapitre IV :
Calcul des éléments structuraux.

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous nous concentrerons sur les principaux éléments du bâtiment (les poteaux, les poutres et les fondations) qui sont responsables des charges internes et des facteurs externes auxquels le bâtiment est exposé et enduré, ainsi nous calculerons le ferrailage dans les deux poteaux et poutres, et enfin, nous aborderons les fondations et leur ferrailage qui soutiennent l'ensemble du bâtiment et démontrerons son équilibre et sa stabilité à la surface du :

Logiciel du calcul :

Autodesk Robot.

IV.1. Poteau :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, est soumise à un effort normal (N) et à un moment de flexion (N) dans les deux sens (longitudinal et transversal), donc ils sont calculés en flexion composée.

Aussi, le rôle des poteaux, ne se limite pas à assurer la reprise des charges verticales, mais contribue largement lorsqu'il associé à des poutres pour former des cadres ou portiques à reprendre les actions horizontales dues au vent mais surtout dues aux séismes.

VI.1..1. Recommandations des RPA99/Version 2003 :

D'après RPA99/Version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

- 1) Leur pourcentage minimal (zone 0) : 0.5% .
- 2) Le diamètre minimal est de 15 mm.
- 4) La longueur minimale des recouvrements est de moins: 40Φ en zone 0.
- 5) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
15à 30 cm en zone.

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux

VI.1..2. Ferraillage des poteaux :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant .
- Effort normal minimal et le moment correspondant .
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

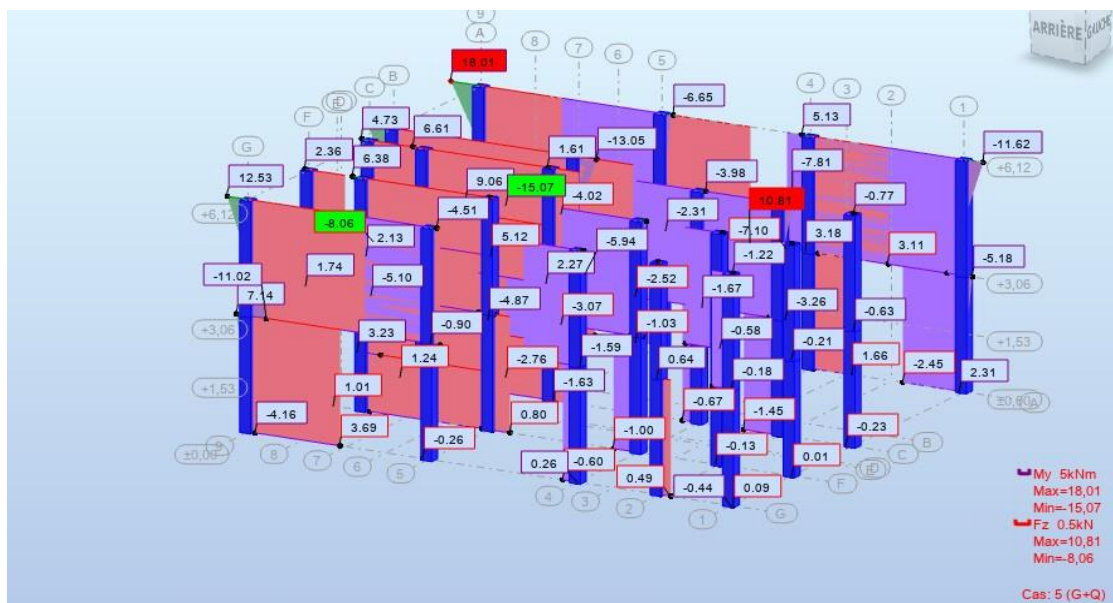
Tableau 10: Contraintes de béton et d'acier aux situations durable

	γ_b	$f_{c25}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	γ_s	$f_e(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$
Situation durable	1.5	25	14.16	1.15	400	348

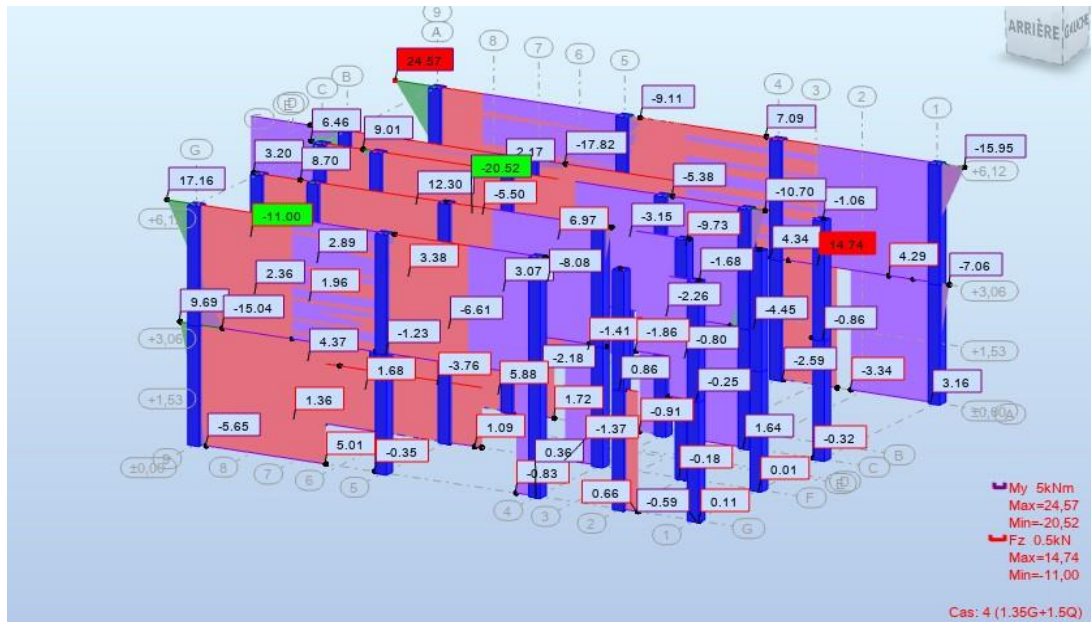
Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.



Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux



1. Section:

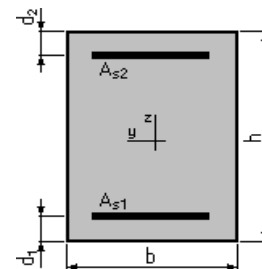
b	30,0	(cm)
h	30,0	(cm)
d1	2,5	(cm)
d2	2,5	(cm)

2. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	10,81	18,01
2.	ELU	14,74	24,57

2. Résultats:

Sections d'Acier:



Section théorique	A_s	5,1	(cm ²)
Section théorique	A_{s2}	5,1	(cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}}$	4,8	(cm ²)
Section maximum	$A_{s \text{ max}}$	45,0	(cm ²)

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux

théorique	ρ	1,12	(%)
minimum	ρ min	0,53	(%)
maximum	ρ max	5,00	(%)

Analyse par Cas:

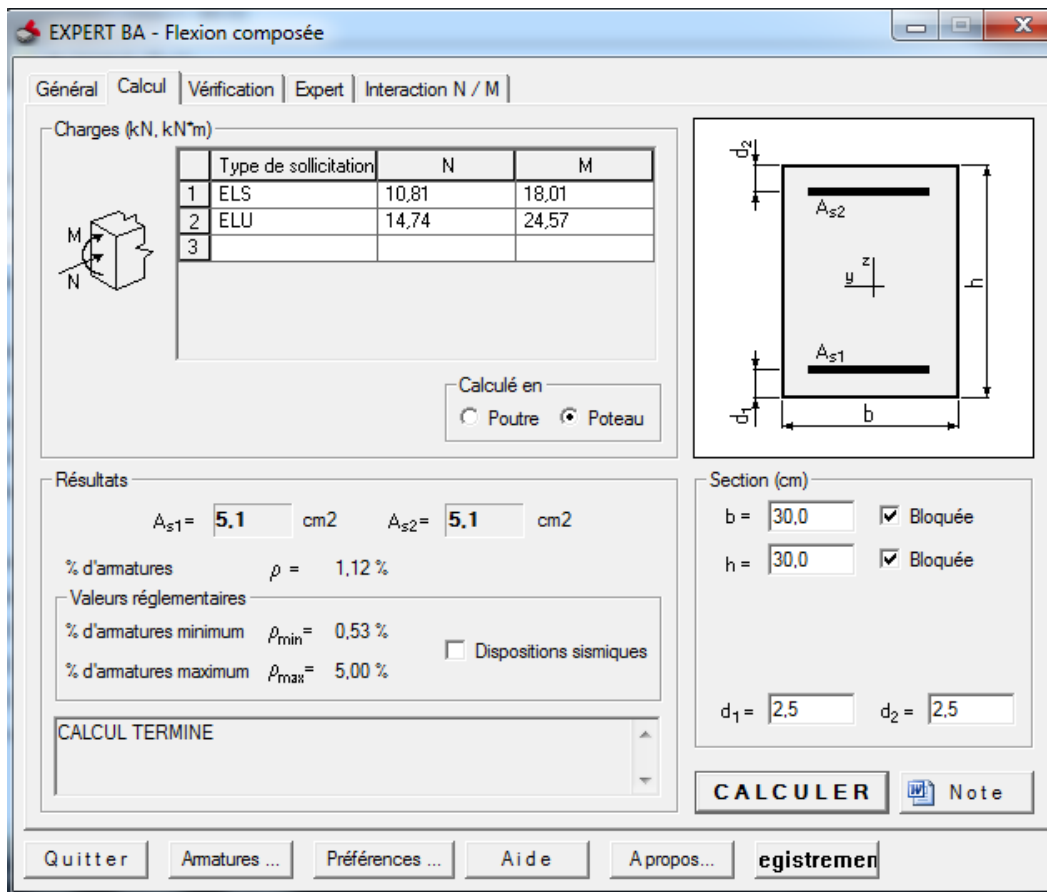
Cas N° 1: Type ELS.

	N	10,81	(kN)
	M	18,01	(kN*m)
Coefficient de sécurité:		1,50	
Position de l'axe neutre:	y	8,8	(cm)
Bras de levier:	Z	24,6	(cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b	4,2	(MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj	8,4	(MPa)
Contrainte de l'acier:			
tendue:	σ_s	133,6	(MPa)
comprimée:	σ_s'	45,2	(MPa)
Contrainte limite de l'acier	σ_s lim	400	(MPa)

Cas N° 2: Type ELU.

	N	14,74	(kN)
	M	24,57	(kN*m)
Coefficient de sécurité:		1,00	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	y	3,4	(cm)
Bras de levier:	Z	26.1	(cm)
Déformation du béton:	ϵ_b	1.41	(‰)
Déformation de l'acier:	ϵ_s	10,00	(‰)
Contrainte de l'acier:			
tendue:	σ_s	173,9	(MPa)
comprimée:	σ_s'	75,0	(MPa)

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux



VI.1..2.1. Schéma statique de ferrailage des poteaux :

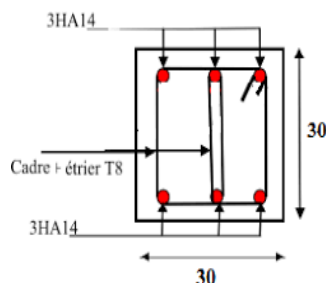


Figure : Schéma statique de ferrailage des poteaux

IV.1..3. Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable, On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S. La section des armatures calculée doit satisfaire les Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS).

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux

- **Les données :**
 - Gétage = 5.53 KN/m^2 .
Gterrasse = 6.93 KN/m^2 .
 - Qétage = 1.5 KN/m^2 .
Qtterrasse = 1 KN/m^2 .
 - Poutre principale de section $40 \times 30 \text{ cm}^2$.
 - Poutre secondaire de section $35 \times 30 \text{ cm}^2$.
- **Caractéristiques des matériaux :**
 - béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$.
 - acier : FeE400 ; $f_{e400} = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$.

IV.1.3.1. **Ferraillage des poutres :**

On a 2 types de poutres à étudier :

- Poutre principale (40×30).
- Poutre secondaire (35×30).

Pour le ferraillage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99.

1. Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toutes la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :
 - 4 % en zone courante .
 - 6 % en zone de recouvrement .

Vue que les efforts normaux sont nuls, les poutres seront calculées en flexion simple .

Résultats :

Type	Niveau	ELU		ELS		Effort Tranchant
		Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	
poutre Principale	1 ^{er} Etage	84,11	141,20	59,49	101,27	153,83
poutre Secondaire		40,32	51,33	29,12	37,10	89,05

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux

- **Sollicitations des poutres**

Exemple de calcul : poutre (30 * 45) cm².

➤ En travée :

ELUR : $M_{tu} = 84,11$ KN.m

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{84110}{14,20 \cdot 30 \cdot 40,5^2} = 0,12 < \mu_L = 0,186 \Rightarrow A' \rightarrow \text{n'existe pas.}$$

$$\alpha = 0,160 ; \beta = 0,935$$

$$A = \frac{84110}{348 \times 0,935 \times 40,5} = 6,38 \text{ cm}^2.$$

ELS : $M_{t \text{ ser}} = 59,49$ KN.m

Fissuration peu nuisible → Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier (σ_s).

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t \text{ ser}}} = \frac{84,11}{59,49} = 1,41 .$$

Vérification de σ_b .

$$\alpha = 0,160 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = 0,455 \rightarrow \text{CV.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues .

Conditions de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91).}$$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot d = 0,005 \cdot 30 \cdot 40,5 = 6,07 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99).}$$

$$A_{\text{adop}} = \max(6,38 ; 1,47 ; 6,07) = 6,38 \text{ cm}^2.$$

Choix : 3T14 + 2T12 → $A = 6,88 \text{ cm}^2$.

➤ **En appuis :**

ELUR : $M_{au} = 141,20$ KN.m

$$\mu = \frac{141200}{14,20 \cdot 30 \cdot 40,5^2} = 0,20 < \mu_l = 0,186 \rightarrow A' : \text{n'existe pas.}$$

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux

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

$$\alpha = 0,28 \quad \beta = 0,887$$

$$A_{Fs} = \frac{141200}{348 \times 0,887 \times 40,5} = 11,29 \text{ cm}^2.$$

$$\text{ELS : } M_{a \text{ ser}} = 101,27 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier σ_s .

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{141,20}{101,27} = 1,39.$$

$$\text{Vérification de } \sigma_b : \alpha = 0,28 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,447 \rightarrow \text{C.V.}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton σ_b .

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,5 \% b \cdot d = 0,005 \cdot 30 \cdot 40,5 = 6,07 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adp}} = \max(11,29 ; 1,47 ; 6,07) = 11,29 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Choix : } 6T16 \rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2.$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T\alpha_{\max} = 153,83 \text{ KN.}$$

$$\tau = \frac{T\alpha_{\max}}{b \cdot d} = \frac{153830}{30 \cdot 40,5 \cdot 100} = 1,26 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau u} \leq \min(0,13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Détermination des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min(\phi ; L(16 ; \frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10})) = \min$$

$$\phi_t \leq \min(\phi ; L(16 ; 12,86 ; 30)) \text{ mm.}$$

$$\theta \leq 12,86 \text{ mm} \quad \text{On prend } \theta_t = 8 \text{ mm.} \quad A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \frac{At \cdot 0.9 \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} = \frac{2.01 \cdot 0.9 \cdot 235}{30 \cdot 1.15 \cdot (1.26 - 0.3 \cdot 2.1)} = 19.55 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = 36.45 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} \leq \frac{At \cdot f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{2.01 \cdot 235}{0.4 \cdot 30} = 39.36 \text{ cm.}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \rightarrow S_t = 19.55 \text{ cm.}$$

D'après le RPA 99 version 2003 :

1/- En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi \right) = \left(\frac{45}{4} ; 12 ; 8 \right) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$

2/- En zone courant : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

Vérification des armatures selon le RPA99 version 2003 :

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

En zone nodale : $At = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

En zone courante : $At = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Longueur de recouvrement : $L_R = 40 \phi_{\max} = 40 \cdot 1,6 = 64 \text{ cm}$

On prend $L_R = 70 \text{ cm}$

VI.2. Etude des fondations :

VI.2..1. Définition des fondation :

Les fondations sont des éléments situés en dessous du niveau de base. Elles devront être suffisamment rigides pour réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain et transmettre les charges de la superstructure.

L'étude des fondations se fait sous la combinaison suivante :

Le dimensionnement et le ferrailage se fera sous la combinaison $1,35G \mp 1,5P$

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux

Types de fondations :

Les fondations sont divisées en: fondations peu profondes ou superficielles (fondations isolées, fondations en bande, radiers), fondations peu profondes (puits) et fondations profondes (pieux), qui doivent être sélectionnées de manière globale en tenant compte de divers facteurs tels que l'hétérogénéité de la fondation. Le mouvement du sol, la nappe phréatique, la variété des modes de mise en œuvre, l'impact des constructions existantes sur le sous-sol conduisent à des problèmes de fondation complexes dont la solution doit satisfaire à deux conditions .

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant , le calcul des fondations est un calcul de rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels aura des conséquence plus au moins graves selon la nature de la construction ; d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Nature du sol :

Le Sol devant recevoir fondation du projet présente une homogénéité verticale et horizontale. Il est formé d'un encroûtement calcaire intercalé par des passages rocheux d'une épaisseur très importante à environ les 4.00m suivie d'une couche de roche calcaire conglomératique en profondeur.

Le type de fondation proposé pour les ouvrages ordinaires sera des fondations superficielles.

B(m)	L(m)	Qad(t/m ²)	Qad(bars)
1.00	1.50	26	2.6
1.50	2.00	28	2.8
2.00	2.50	29	2.9

- On constate que la contrainte admissible est de 2.8 bars .
- Pour ce type de terrain un taux de travail de 2.00bars est largement suffisant.

L'ancrage doit se faire à une profondeur minimale de 1.50m avec un taux de travail limité à 2.00 bars. Le sol étant agressif ,justifiant ainsi les précautions suivantes :

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux

Degré d'agressivité	A4
Niveau de protection	3
Choix du ciment	Ciment au laitier (avec laitier $\geq 60\%$) type CHF et CLK+ protection supplémentaire
Dosage minimale en ciment (kg/m^3)	$700/\sqrt[5]{D}$ —
Rapport E/C	≤ 0.50
Enrobage des armatures	$\geq 40\text{mm}$

Pour une meilleure exploitation du site, il est recommandé ce qui suit :

- Procéder à des terrassements sur la totalité du site permettant de dégager tous les sois et les matériaux de surface.
- Réaliser les travaux de VRD et prévoir des galeries spéciales pour les différents réseaux.
- Bien protéger les zones de construction contre les fuites d'eau.

- **Amorce poteaux :**

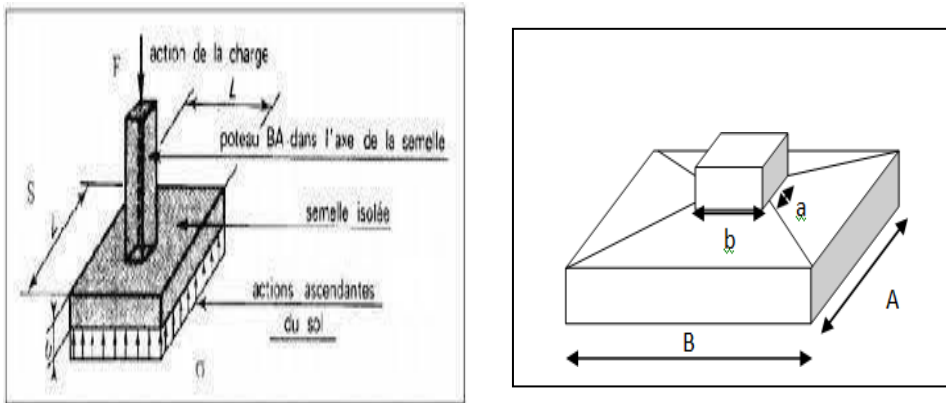


Figure 20. Amorce poteau

VI.4. **Dimensionnement de la semelle :**

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$). La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ul}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Chapitre IV : Calcul des éléments structuraux

La hauteur de la semelle :

$$Ht \geq d + 0.05m ; d \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) \quad \text{Condition de rigidité}$$

$$\text{➤ } N_{u1} \text{max} = (P_{A1}; P_{E2}; P_{E6}; P_{B6}; P_{A5})$$

$$N_{u1} \text{max} = (P_{A1} = 98,9727 \text{ KN})$$

$$\text{➤ } N_{u2} \text{max} = (P_{A3}; P_{C1}; P_{D2}; P_{E3}; P_{E4}; P_{D5}; P_{D6})$$

$$N_{u2} \text{max} = (P_{A3} = 115,29 \text{ KN})$$

$$\text{➤ } N_{u3} \text{max} = (P_{B3}; P_{C3}; P_{D3}; P_{D4})$$

$$N_{u3} \text{max} = (P_{D4} = 208,09 \text{ KN})$$

✓ Choix des fondations :

$$- S1 = \{A = 1.5 \text{ m}, h = 35 \text{ cm}\}$$

$$- S2 = \{A = 1.3 \text{ m}, h = 30 \text{ cm}\}$$

$$- S3 = \{A = 1 \text{ m}, h = 20 \text{ cm}\}$$

VI.5. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons appris à calculer le ferrailage nécessaire des éléments principaux et les dimensionnement des fondations de notre bâtiment afin d'effectuer toutes les vérifications nécessaires pour garantir l'intégrité et la résistance du bâtiment.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Afin de comprendre et connaître les facteurs qui affectent le bâtiment et de répondre à tous les problèmes qu'il peut rencontrer lors de sa construction, il doit y avoir plusieurs configurations du système structurel.

Cette étude continue nous a permis de mettre en application nos diverses connaissances théoriques que nous avons acquises au cours de notre formation et de notre formation didactique, tout en les enrichissant grâce à l'utilisation de différents programmes de calcul de construction.

A travers ce modeste travail, nous pouvons arriver à ces principales conclusions :

- ✓ Les plans d'Architecture établis par l'Architecte doivent être discuté avec l'ingénieur en Génie Civil avant d'entamer le calcul des éléments structuraux, cette discussion permet aux deux intervenants de minimiser les délais d'étude et de réalisation du projet.
- ✓ Avant de commencer à étudier un projet, vous devez d'abord examiner tous les documents nécessaire, à savoir les plans architecturaux et études de sols.
- ✓ La première étape dans le calcul d'un projet de construction est le choix du système porteur.

Par ailleurs, les connaissances théoriques restent nécessaires, mais en aucun cas suffisantes , parce qu'il doit être compatible avec une application pratique sur le terrain.

Enfin, nous espérons que ces travaux nous seront utiles ainsi qu'aux générations futures

Références bibliographique

1. Règlements

[1] : Règles parasismiques algériennes R.P.A99/version 2003. Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2 - 48.

[2] : J. P. Mougín, calcul des éléments simples et des structures en béton armé. Cours de béton armé BAEL.91 modifié 99 et DTU associés, 2ème Edition, Eyrolles. 2000 p. 287.

[3] : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.

Document technique réglementaire D.T.R.-B.C.2-41. P. 188.

Polycopié de cours Projet structures en béton armé, Dr. BERRADIA

Mohammed (2019/2020).

Polycopié de cours et TD de béton armé 3ème GC (2023/2024)

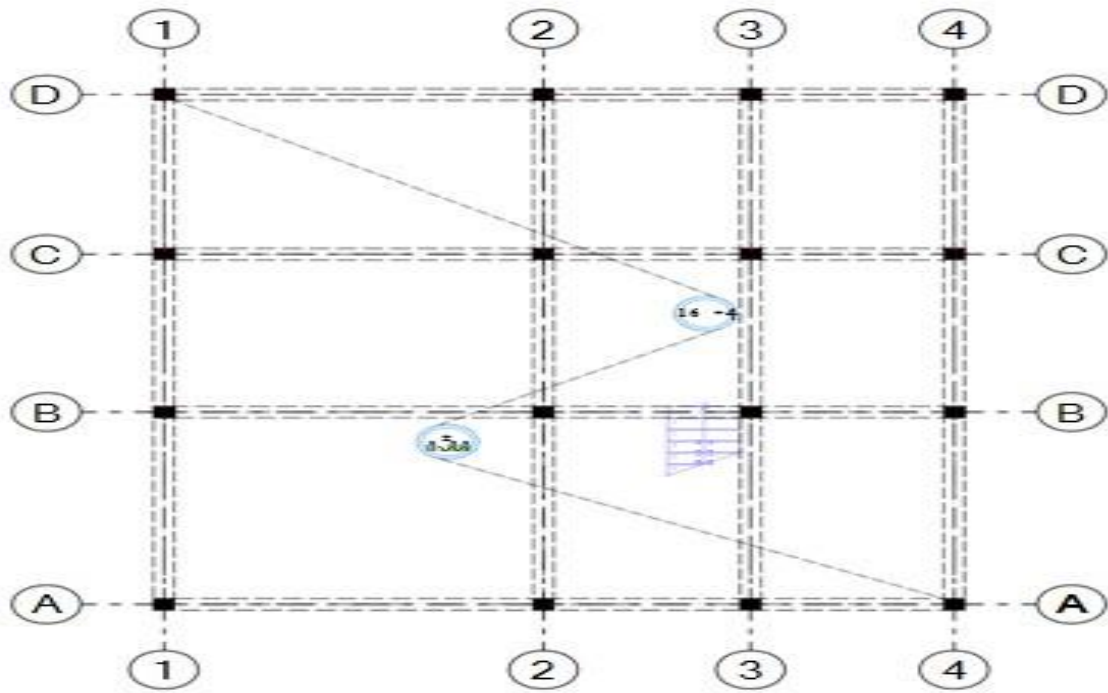
2. Logiciels

- Autocad 2017
- Traitement du texte.
- Power point
- ROBOT BAT

ANNEXE



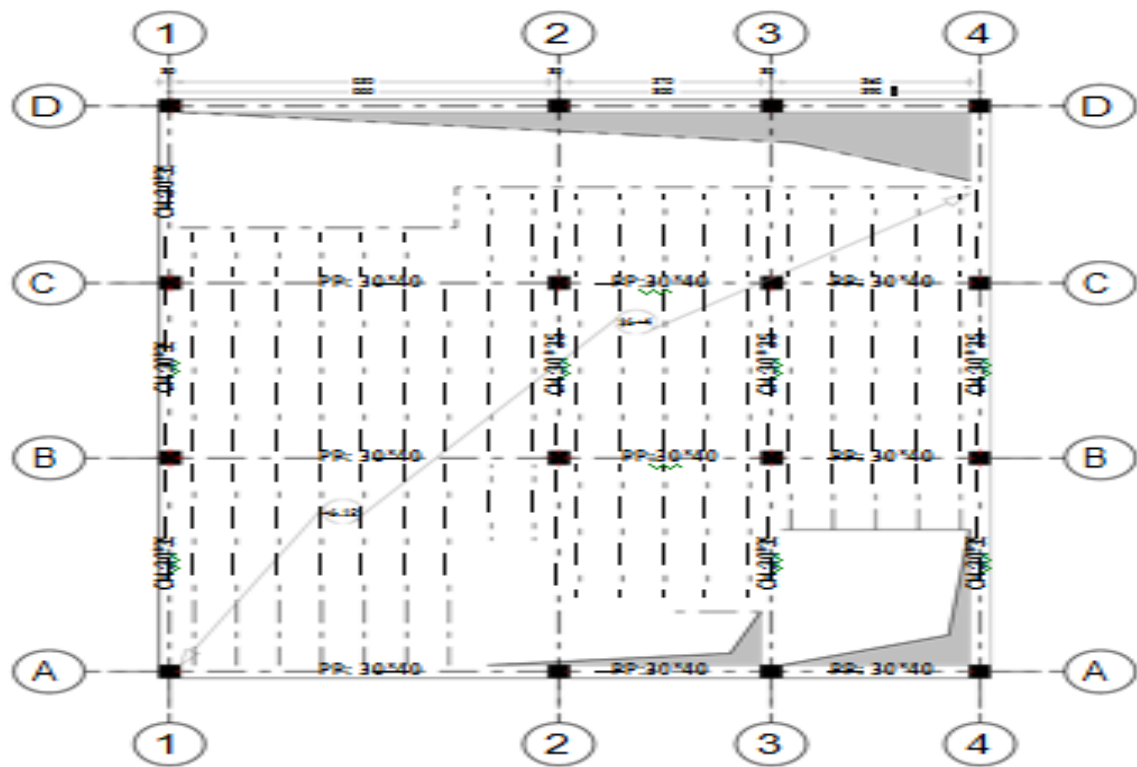




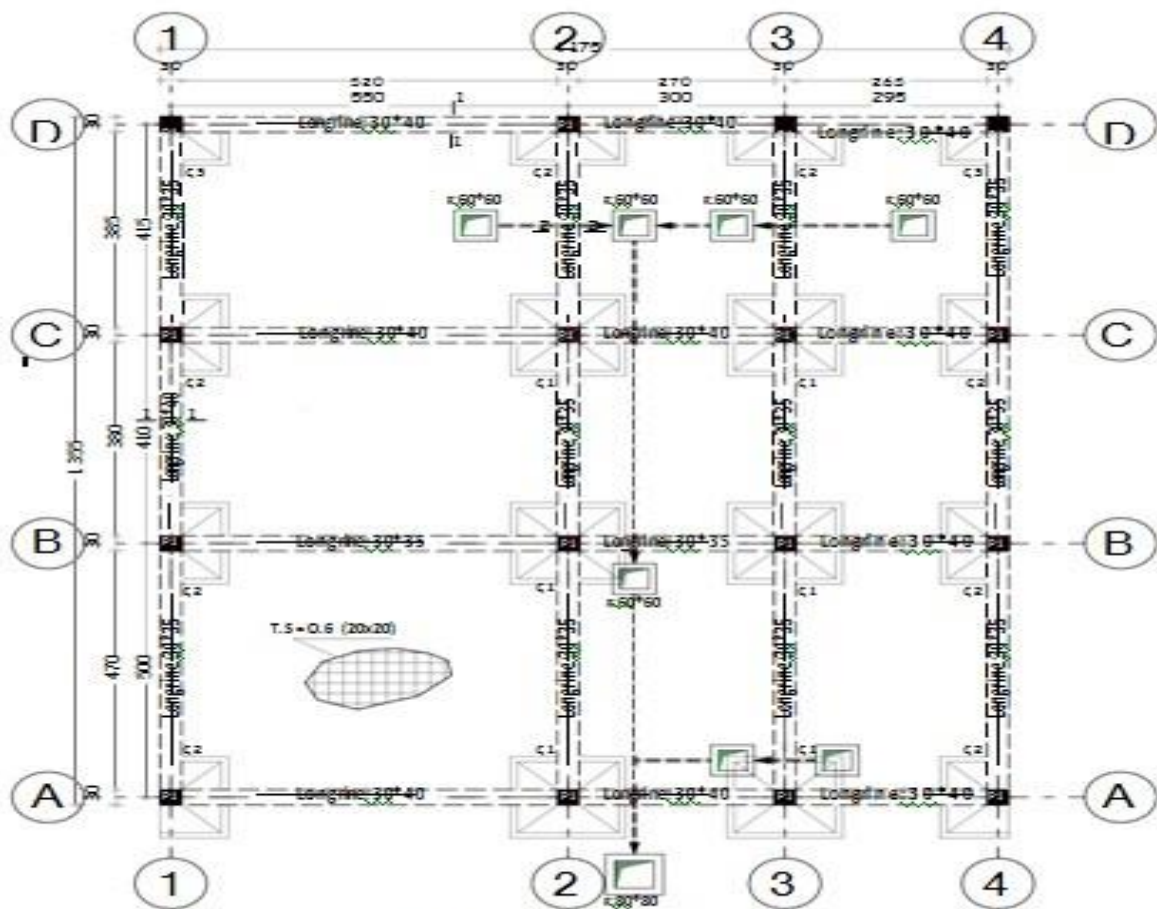
Plan de coffrage N 0.00m



Plan de coffrage N 3.06m



Plan de coffrage N6.12m



Plan des fondations