



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 :

BRAHIMI CHAIMA

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Environnement

Thème

Etude d'une construction en béton armée à usage
d'habitation(R+1) implanté à la wilaya de Médéa

Soutenu le : 2024 / 06 / 02

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mme . Belmecheri Oum Habiba	MAA	Président
Mr . Bahaz Abed Salam	MCA	Examinatrice
Mme. Gotteicha Messaouda	MAA	Promotrice

2023/2024

اهداء

الحمد لله حمدا كثيرا طيبا مباركا فيه اشكره تعالى على كل
النعم التي وهبني اياها وعلى رحمته الواسعة وتوفيقه لي
بالصبر والسعي لإتمام هذه المذكرة على أكمل وجه.

لقوله تعالى " وما توفيقي إلا بالله "

اهدي هذا العمل المتواضع إلى عائلتي و أصدقائي الذين
دعموني لإكمال هذه المذكرة و مسانديني في إكمال مشواري
الدراسي .

وكذا كل الأساتذة على وتفهمهم ومرونتهم في التعامل و
مشاركاتهم البناءة التي كنت استمع إليها بكل اهتمام مستفيدة
من خبراتكم و معلوماتكم

Remerciements

Au terme de ce travail, je remercie tout d'abord **ALLAH** tout puissant qui m'a donné la foi, le courage, la santé et la volonté de suivre mes études et d'arriver à entamer et terminer ce travail.

Je voudrais remercier sincèrement ma promotrice **Mme M. GOTTEICHA** pour sa disponibilité, ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

Je remercie également Mr **O.BELMECHRI** en tant que président de jury et Mr **Y.HADJAISSA** en qualité d'examineur, pour l'intérêt qu'ils ont manifesté à l'égard de ce travail et Je les remercie d'avoir examiné ce manuscrit.

Mes remerciements vont également à toute l'équipe pédagogique du département de génie civile, à tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation.

Enfin, Je remercie tous ceux qui de près ou de loin, m'a aidé pour réaliser et finaliser ce modeste travail.

Merci Beaucoup

Le sommaire

Sommaire

Résumé :	4
Présentation de l'ouvrage et	5
I.1. Introduction :	6
I.2. Présentation de l'ouvrage	6
1.3Caractéristiques géométriques :	6
1.4 Description de l'ossature :	7
- Plancher :	7
-Maçonnerie :	7
-Revêtement :	8
-Cage d'escalier :	8
- L'acrotère :	8
-Le balcon:	8
1.5 Caractéristiques physique et mécanique des matériaux	8
1.5.1 Béton	8
a) Composition	8
b) Propriétés et caractéristiques :	9
d) Contrainte limite de calcul :	10
1.5.2. L'acier	12
1.6 Les combinaisons de calcul :	14
Chapitre 2	17
Pré dimensionnement des éléments principaux	17
2.1. Introduction	17
2.2. Pré dimensionnement des poutres	17
2.3Pré dimensionnement des plancher : (corps creux)	18
2.3.1Pré-dimensionnement des poutrelles :	19
2.3.2 Pré-dimensionnement des dalles pleines :	20
2.5 Pré dimensionnement des poteaux :	21
2.5.1 Pré dimensionnement du poteau le plus sollicité.....	22
• Calcul de l'effort normal ultime « Nu » :	25
2.5.2Descente des charges :	27
Plancher :	27

Cage d'escalier :	29
Chapitre 3	32
Calcul de ferrailage Des éléments secondaires	32
III.1 INTRODUCTION :	32
III.1.1 l'acrotère :	32
1) Evaluation des charges et surcharges :	33
2) Calcul des armatures :	34
III .2 Etude des balcons :	38
III.2.1. Définition :	38
1) Evaluation des charges et surcharges :	38
2) Dimensionnement :	39
3) Détermination du Ferrailage	41
III.3 Les escalier :	43
III.3.1 Définition :	43
III.3.2 Les Composants d'un escalier :	43
III.3.3Pré dimensionnement :	44
III.3.4 Descente de charge.....	46
a) Paillasse	46
b) Palier de repos :	47
III.3.5 Combinaison des charges :	47
III.3.6 Schéma statique :	47
III.3.8 Calcul du ferrailage :	48
III.4 Plancher à corps creux :	51
• III.4.1 Calcul du ferrailage des poutrelles :	51
• III.4.2 Dimensionnement des poutrelles	51
• Plancher terrasse :	52
1) En travée :	53
i. Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :	53
1. En appuis :	55
• Plancher étage :	57
1) En travée :	57
ii. Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :	58
2. En appuis :	59
Chapitre 04.....	62

Etude des éléments structuraux Et infrastructure	62
IV. Introduction :	62
VI .1 Calles cule le ferrailage d'un portique :	62
a) Ferrailage des poutres principales :	62
b) Les hypothèses de calcul :	62
c) Calcul des sollicitations :	62
• Résultat du calcul :	63
• Les résultat du calcul de terrasse et étage	63
d) Ferrailage de poutre principale	64
1) Armatures longitudinales	64
2) Vérification du cisaillement	67
• Calcul des armatures transversales :	67
IV .2 Les poteaux	68
IV .2 Calcul des poteaux :	68
IV.2.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX :	69
• Calcul à la flexion composée (Fs +c) section carrée à ELU	69
➤ Par logiciel robot	69
➤ Condition de non fragilité :	71
➤ Calcule de ferrailage à la compression simple :	71
✓ Schéma statique de ferrailage des poteaux	71
4.2.1. Calcul des armatures transversales :	72
Diamètre des armatures transversales :	73
Espacement des armatures transversales :	73
IV.3 Etude des fondations	74
IV.3.1 Définition des fondations	74
IV.3.2 Types de fondations	74
IV.3.3 Choix de type de fondation :	75
➤ Etude du sol :	75
IV.3.3 Dimensionnement d'une semelle isolée sous un poteau :	77
➤ Semelle 01 exple :	77
➤ Calcule le ferrailage :	78
Semelle 01 :	78
Semelle 02 :	78
Conclusion générale :	80

Liste des tableaux :

Tableau 01 : l'acier disponible	Page 13
Tableau 02 : la descente de charge de plancher étage	Page 28
Tableau 03 : la descente de charge de plancher terrasse	Page 28
Tableau 04 : la descente de charge de la paillasse	Page 29
Tableau 05 : la descente de charge du palier	Page 29
Tableau 06: la descente de charge de la maçonnerie	Page 29
Tableau 7 : récapitulatif du calcul	page 30
Tableau 8 : chargement de balcon	Page 28
Tableau 9.les charge appliques à la plancher	Page 72
tableau 10 : Ferrailage des poutres :	Page 68
Tableau 11 , calcule le ferrailage de poteaux	Page 70
Tableau 12. Les résulta obtenu dans les semelles	Page 79
Tableau 13.les résulta de ferrailage des semelles	Page 79

INTRODUCTION GENERALE

Le domaine d'application du génie civil englobe les travaux publics et le bâtiment. L'ingénieur en génie civil est un acteur principal dans l'opération de construction, il intervient dans la conception et l'étude d'un nouveau projet, le contrôle de la réalisation et également dans la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructures.

Cette étude s'inscrit dans le cadre de projet de fin de cycle en vue de l'obtention de licence en génie civile. Notre projet consiste à l'étude d'une Villa en béton armé (R+1) implanté à la wilaya de Médéa et considéré par le DTRC comme une zone peu sismique zone (II-a) et ce, conformément aux règlements de construction Algériens.

Cette étude a pour objectif d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité des différents éléments constructifs de la construction.

Pour ce faire, J'ai réparti mon travail en quatre chapitre à savoir :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Chapitre 2 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux de structure et descente des charges.

Chapitre 3 : Calcul de ferrailage des éléments secondaires

Chapitre 4 : Etude des éléments principaux et l'infrastructure

Liste des abréviations

As	Aire d'une section d'acier tendu
As'	Aire d'une section d'acier comprimé
N	Effort normal
M	Moment
T	Effort tranchant
M_{ser}	Moment service
I	Moment d'inertie
T	Contrainte ultime de cisaillement
MU	Moment ultime
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression de béton a « j » jour
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction de béton a « j » jour
F_{bc}	Résistance bi axiale de compression
F_{bu}	Contrainte ultime du béton
L_f	Longueur de flambement
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
B	Coefficient de transfert de cisaillement pour une fissure ouvert
Φ_t	Diamètre des armatures transversales
Tu	Contrainte admissible de cisaillement
γ_s	Contrainte de calcul de l'acier
γ_b	Contrainte de calcul du béton
γ_{bc}	Raccourcissement relatif du béton

σ_S	Allongement ou raccourcissement de l'acier
σ_L	Allongement ou raccourcissement limite
S_t	Espacement entre barre transversale
E	Module d'élasticité
E_{vj}	Module de déformation longitudinal différée
E_{Ij}	Module de déformation instantanée
E_S	Module d'élasticité
Q	charge variable
G	charge permanente
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
H	Hauteur totale d'une section de béton armé
A	Angle en général, aussi coefficient
H	Coefficient de fissuration relative à une armature
Θ	Coefficient tenant compte la durée d'application de charge

Résumé :

Ce projet est une étude détaillée d'un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et d'un étage. Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Médéa et est classé selon la norme RPA99 édition 2003 dans la zone sismique II-a ; Cette étude débute par une description générale du projet comprenant la définition du projet et du bâtiment. Suivi d'un calcul des dimensions de ses éléments constitutifs, puis leurs ferraillements selon les dispositifs constructifs recommandés. , Enfin l'étude de l'infrastructure urbaine se fait en calculant les fondations. (en se basant sur la norme 99RPA).

ملخص :

هذا المشروع هو دراسة مفصلة لمبنى يتألف من طابق أرضي وطابق علوي. يقع هذا المبنى في ولاية مدينة وهو مصنف وفقاً للمعيار RPA99 الإصدار 2003 في المنطقة الزلزالية II-a؛ تبدأ هذه الدراسة بوصف عام للمشروع يتضمن تحديد المشروع والمبنى، تليها حسابات لأبعاد عناصره التكوينية، ثم تدعيمها وفقاً للأنظمة الإنشائية الموصى بها. وأخيراً، يتم دراسة البنية التحتية الحضرية من خلال حساب الأسس، باستناد إلى المعيار RPA99.

ABSTRACT

This project is a detailed study of a building consisting of a ground floor and one floor. This building is located in the wilaya of Médéa and is classified according to the RPA99 standard edition 2003 in seismic zone II-a; This study begins with a general description of the project including the definition of the project and the building. Followed by a calculation of the dimensions of its constituent elements, and then their reinforcement according to the recommended construction devices. Finally, the study of urban infrastructure is done by calculating the foundations. (based on the 99RPA standard).

Les mots clé : béton , ferraillement , acier , construction

The key words : concrete , reinforcement , steel , construction

الكلمات المفتاحية : خرسانة – تسليح – حديد – بناء

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à la présentation de la structure et les caractéristiques des matériaux ; cette première partie consiste à la description du projet à étudier. L'étude des bâtiments se base généralement sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003, CBA93).

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet sera construit dans la wilaya de Médéa, qui relève de la zone 2 selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 VERSION 2003) en zone II-a

I.3. Caractéristiques géométriques :

. 1. 3.1 Dimensions de l'ouvrage :

En plan

Longueur totale du bâtiment	16.00m
Largeur totale du bâtiment	12.50m
Hauteur de l'étage	3.06m
Hauteur total avec l'acrotère	7.12 m

En élévation :

Hauteur du RDC :	3.06m
Hauteur de l'étage :	3.06m
Hauteur totale du bâtiment :	6.12 m

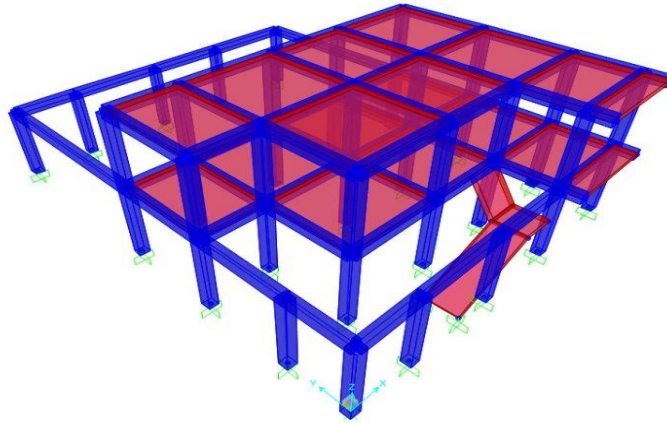


Figure 1.1 : Présentation du bâtiment étudié

1.4 Description de l'ossature :

Les éléments composant notre projet consistent principalement en deux éléments importants en génie civil qui sont les poteaux et les poutres, appelés aussi les portiques.

- Les poteaux qui sont des éléments porteurs verticaux avec armatures incorporée. Ce sont les points d'appuis et les éléments porteurs de l'ossature et transmettent des charges concentrées. Ils servent à supporter les poutres, les linteaux, les planchers.
- Les poutres : qui sont la structure porteuse horizontale destinée à supporter des charges entre et au-delà des points d'appuis. Elles reçoivent en général les charges verticales qu'elles transmettent aux appuis

- Plancher :

Le type de plancher adopté est celui des planchers à corps creux d'épaisseur 16cm et une dalle de compression d'épaisseur 4cm, c'est le type le plus utilisé dans les bâtiments à usage d'habitation pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation, les portées ne sont pas grandes,
- Réduction du poids du plancher et intérêt économique.

-Maçonnerie :

La maçonnerie est réalisée en briques creuses : Les murs extérieurs sont constitués en double paroi de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur. Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

-Revêtement :

Le revêtement du est constitué par :

- Revêtement murale en carreaux de faïence pour : salles d'eaux
- Revêtement de sol en carreaux de dalle de sol épaisseur 2 cm pour : chambres, hall, salle d'eaux et cuisine
- Revêtement des escaliers en marbre
- Mortier de ciment pour crépissage des façades extérieures
- Mortier de plâtre pour crépissage des façades intérieures

-Cage d'escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marche et contremarche qui passe à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre structure comporte un seul type d'escalier, à deux volées adjacentes et un palier de repos.

- L'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade. Pour notre structure on adopte un acrotère de 60 cm d'hauteur et 10 cm d'épaisseur.

-Le balcon:

Le balcon sera réalisé en dalle pleine coulée sur place.

1.5 Caractéristiques physique et mécanique des matériaux

Dans la construction des bâtiments et des ouvrages d'art, des matériaux de diverses origines peuvent être utilisées, avant d'être employés dans la construction les matériaux doivent être identifiés et caractérisée physiquement, chimiquement et mécaniquement.

1.5.1 Béton**a) Composition**

Le béton est un matériau de construction composite d'un (l'eau ; ciment ; granulats et adjuvant), il est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours

- **Granulats :** les granulats, sable, graviers ou cailloux, sont définis comme étant des matériaux grenus, peuvent être naturelle ou artificielles ou de matériaux de recyclage.

Les granulats constituent le squelette du béton et occupent 70 à 80 % de son volume.

Deux granulats qui participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 < d < 5$) mm
- Gravier de dimension ($5 < d < 25$) mm
- **Ciment :**

Le ciment est considéré comme un liant hydraulique très fin, obtenus par cuisson (80% calcaire + 20% argile) à haute température (1450°C). La poudre obtenue est appelée CLINKER.

Les ciments sont classés selon leur composition et leur pourcentage

En cinq (05) types : **CEMI .CEMII.CEMIII.CEMIV.CEMV.**

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 à base de ciment **CME42.5**

- **L'eau de gâchage :** elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton
- **Adjuvant :** est un produit qui est incorporé au béton à faibles doses (moins de 5% en masse de ciment), provoquant des modifications des propriétés du mélange

b) Propriétés et caractéristiques :

- **Résistance à la compression :**

après 28 jours et par écrasement, l'étendue de la résistance à la compression du béton est connue

-Pour l'étude de notre projet, on prend **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- **Résistance à la traction :**

Cependant, sa résistance à la traction est très faible. Il est souvent armé de barres d'acier pour améliorer sa capacité à résister aux forces de traction et de flexion.

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ Donc : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

c) déformation du béton :

- **Module de déformation longitudinale du béton : (BAEL Art.2.1.2)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours.

- **le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} vaut :**

$$- E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa }) \quad [\text{Article A.2.1.2.1}]$$

Pour : $f_{c28}=25 \text{ mpa}$ on trouve : $E_{ij}=32164.19 \text{ mpa}$

- **Module de déformation différée (longue durée d'application) E_{vj} :**

$$- E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}) \quad [\text{Article A.2.1.2.1}]$$

Pour : $f_{cj}=25 \text{ Mpa}$ on trouve : $E_{v28}= 10818.86 \text{ Mpa}$

- **Coefficient de poisson ν :**

Il est pris égal 0.2 pour le calcul des déformations, et à 0 pour le calcul des sollicitations.

- **Retrait :**

Le retrait de béton correspond à des variations dimensionnelles (contraction) de la pâte de ciment, mettant en jeu des phénomènes hydriques, thermiques, ou mécaniques, à diverses échéances (avant, pendant ou après la prise du béton) et qui peuvent provoquer l'apparition de fissures.

- **Fluage ϵ_f :**

C'est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

d) Contrainte limite de calcul :

- **Les contraintes limites :**

On distingue deux états limite de calcul :

-État limite ultime (ELU)

-État limite service (ELS)

- **La Contrainte de compression à L'ELU :**

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} \quad (\text{Article A.4.3.4})$$

$$\theta \times \gamma_b$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.15$ (Situation accidentelle)

$\gamma_b = 1.5$ (Situation courante)

θ : Coefficient d'application de charge

$\theta = 1$ si $t > 24h$

$\theta = 0.9$ si $1h < t < 24h$ (Article A.4.3.4.1)

$\theta = 0.85$ si $t < 1h$

• Pour notre cas : $\theta = 1$ donc $f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$

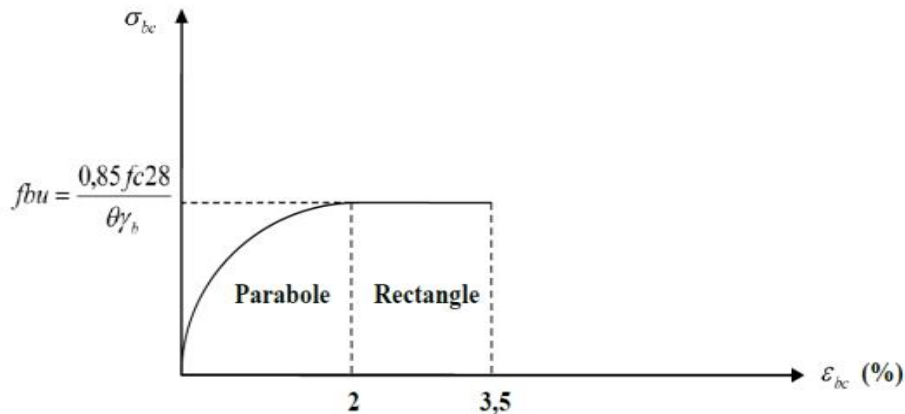


Figure: 1.2 Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

Donc on a

Cas courant : $\gamma_b = 1.5$ $f_{bu} = 14.17 \text{MPa}$

Cas accidentel : $\gamma_b = 1.15$ $f_{bu} = 18.47 \text{MPa}$

ELS

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabolereste dans le domaine élastique, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

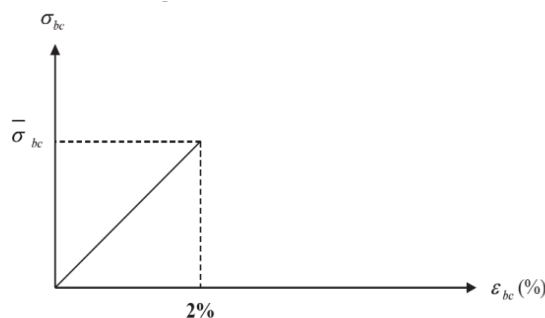


Fig.1 .3 : Diagramme contrainte déformation : ELS

La contrainte limite de cisaillement est limitée par :

- Fissuration peu nuisible (FPN) (article A5.1.2.1.1).

$$\bar{\tau} = \min \left[0.20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right] \text{ (mpa)}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau} = \left(0.15 \cdot \frac{f_{28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ mpa} \right)$$

- Cas où les armatures d'ame sont inclinées à 45°

- $\bar{\tau} = \left(0.27 \cdot \frac{f_{28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ mpa} \right)$

1.5.2. L'acier

L'acier est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction, on peut le classer en trois catégories :

-Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa 235MPa respectivement.

-Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400MPa et 500MPa.

-Treillis soudés formés par assemblage des barres treillis soudé.

- **Module d'élasticité longitudinale**

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ Mpa}$. (A.2.2.1)

- **Contraintes limites de l'acier :**

- **Contrainte limite à ELU :**

σ_s : La contrainte limite ultime d'acier est donnée par la formule σ_s

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1$ en cas de situations accidentelles.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348$ en situation durable

$\sigma_s = 400$ En situation accidentelle

- **Acier disponibles :**

D'après le BAEL .91 les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface : on trouve les ronds lisses (norme A35-015) et les barres à haute adhérence (norme A35-016)

Tableau 01 : les aciers disponibles :

Les ronds lisses	Fe E 215	les diamètres disponibles sont 6-8-10et 12 mm
	Fe E 235	
Les barres à haute adhérence	Fe E 400	les diamètres disponibles sont 6-8-10-12-14-16-20-25-32 et 40mm
	Fe E 500	

- Dans notre villa les aciers utiliser c'est des barres à haute adhérence f_e E 400 Pour les armatures longitudinales et transversales -treilles soudés ($150 \times 150 \text{ mm}^2$) avec $\theta \leq 6\text{mm}$

• **Contrainte limite à ELS :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1) **Fissuration peu nuisible :** $\sigma_s = f_e$

2) **Fissuration préjudiciable :** $\sigma_s \leq \sigma_s^- = \varepsilon_s \times E_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, \max (0.5f_e, 110\sqrt{f_{t28}}) \right)$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence (HA)

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

3) **Fissuration très préjudiciable :** $\sigma_s \leq \sigma_s^- = 0.8\varepsilon$

$\varepsilon_{es} = (f_e / \gamma_s E_s)$

f_e : Contrainte limite élastique

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier

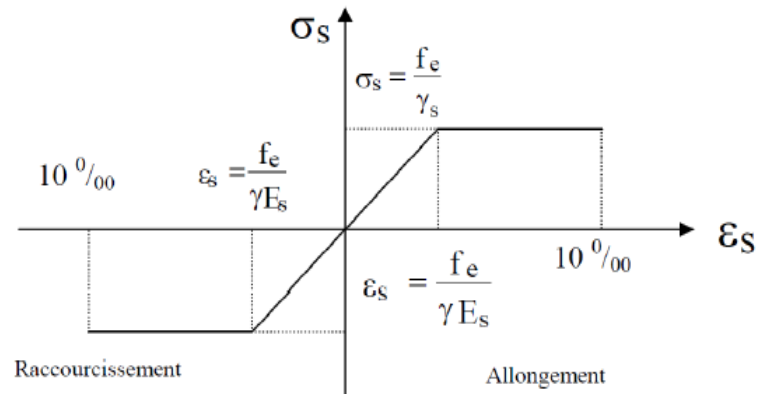


Figure1.4. Diagramme contraintes - déformations de l'acier

1.6 Les combinaisons de calcul :

- Lors de la conception d'une structure en béton armé, il est essentiel de rendre en compte les différentes charges qui agiront sur celle-ci, telles que les charge permanentes et les charges variables
- Les combinaison de charge permettent de déterminer les charges maximales et minimales qui s'appliquent simultanément à la structure.

Pour les justifications aux états-limites ultimes :

$$1.35 G + 1.5Q$$

Pour les justifications aux états-limites de service :

$$G + Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivants :

$$G + Q + E$$

$$0.8 G + E$$

- **Combinaisons fondamentales**

Lors des situations durables ou transitoires il ya lieu de considérer :

$$S_p = 1 \times G_{max} + \gamma_{Qi} \cdot Q_1 + \sum 1.3 \psi_{Qi} \cdot Q_i$$

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 action variable dite d'accompagnement.

$\gamma_{Qi} = 1,5$ dans le cas général.

$$\Psi_{Qi} = 0,3 \div 0,6$$

Combinaisons accidentelles

Si elles ne sont pas définies pas des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{max} + G_{min} + FA + \Psi_{1i}Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable

$\Psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une autre action variable

- **Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de présenter les principales hypothèses nécessaires au calcul des éléments structuraux d'un projet de bâtiment. Nous avons abordé la description du projet, les règles de calcul applicables et les caractéristiques des matériaux utilisés, notamment le béton et l'acier.

Chapitre 2
Pré dimensionnement
Des éléments principaux
Et descente des charges

Chapitre 2

Pré dimensionnement des éléments principaux

2.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure (poutres, poteaux et voiles) est une étape essentielle dans un projet a pour but « le pré-calcul » des sections des différents éléments résistants. Ce calcul est fait conformément aux documents techniques réglementaires (C.B.A93, BAEL91, RPA99version 2003).

2.2. Pré dimensionnement

2.2.1. Pré dimensionnement de la poutre :

Le pré dimensionnement des poutres a pour but le choix et la vérification des dimensions (Hauteurs et largeurs) de ces dernières dans le plan d'architecture. Pour cela, les doivent être basés sur les règles suivantes : RPA99 V2003 et CBA93

-La hauteur (ht) de la poutre est déterminée par l'expression suivante :

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

L_{\max} : portée maximale entre nus appuis

ht: Hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

a) Poutre principale :

- $\frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10}$ $L_{\max} = 3.50 \text{ m}$

$$23.33 < h < 35 \quad h = 0.276 \quad h = 30 \text{ cm}$$

- $0.3h < b < 0.7h$ $b = 25 \text{ cm}$

b) Poutre secondaire : Chainage

- $\frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10}$ $L_{\max} = 3.45 \text{ m}$

$$23 < h < 34.5 \quad h = 0.276 \quad \text{Nous choisissons : } h = 30 \text{ cm}$$

- $0.3h < b < 0.7h$ Nous choisissons : **b = 25 cm**

Vérifications des conditions exigées par RPA 99 V .2003

- Min (b1, h1) ≥ 25cm en zones I et II

$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

$h_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

$h/b < 4 \rightarrow 1.4 < 4 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

- Les 3 conditions sont vérifiées

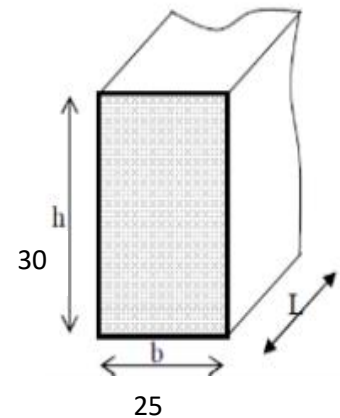


Figure II. 1 : Dimension de la poutre principale

2.3 Pré dimensionnement des plancher : (corps creux)

Pour notre structure, on a utilisé des planchers à corps creux qui sont constitués par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (hourdis). Le tout surmonté d'une dalle de compression en béton d'une épaisseur de 4 cm.

D'après **C.B.A93** la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$L/20 \geq h_t \geq L/25 \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4})$$

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

Avec :

L_{\max} : Longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

h : Hauteur de l'hourdis.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

L'épaisseur de plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$L/25 < h_t < L/20$$

L : la plus grande portée des poutrelles de l'étage, et la plus petite portée du plancher

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22.5} \dots \dots \dots \text{art B.6.8.4.2.4 CBA 93}$$

$$\text{OU : } \frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

L_{\max} : la longueur maximale des poutres secondaires
 Dans notre cas $L_{\max}=3.45$ m

h_t : épaisseur du plancher

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

$$\frac{350}{25} < h_t < \frac{350}{20}$$

➤ $h_t = 20$ cm (16+4)

On adopte un plancher de 20 cm

Hauteur de corps creux = 16 cm (hourdis)

Hauteur de la dalle de compression = 4cm

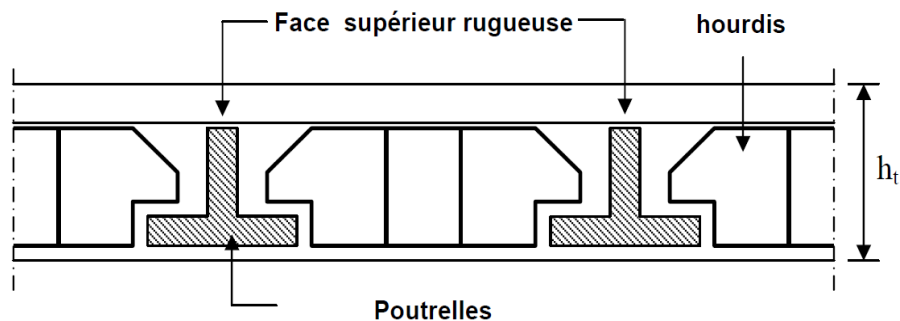


Figure II. 2 : plancher en corps creux

2.3.1 Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T. La longueur de poutrelle (l) est la plus petite portée du plancher le plus sollicité. La largeur de la dalle de compression à prendre en considération est $b=2b_1+b_0$ où :

b : Largeur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure (b_0 est pris égal à 12cm selon pour des raisons pratiques)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

h_t : Hauteur totale du plancher

h_1 : Hauteur de l'hourdis

$$b_1 = \min \left[\left(\frac{L_1 - b_0}{2} \right); \left(\frac{L}{10} \right); (6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0) \right]$$

L_1 : la longueur de l'hourdis prise également 60cm

Soit : $b_1 = 24\text{cm}$.

$b=2b_1+b_0$ donc ; $b = 60\text{cm}$.

$H_0 = 4\text{ cm}$

$H_1 = 16\text{ cm}$

$H_t = 20\text{ cm}$

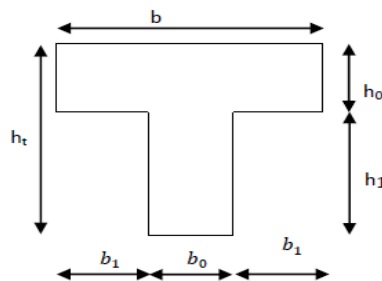


Figure II. 3 : Coupe poutrelle

2.3.2 Pré-dimensionnement des dalles pleines :

Les dalles pleines sont des pièces minces, dont une direction (l'épaisseur) est petite par rapport aux deux autres dimensions (L_x et L_y), et qui peuvent reposer sur 2, 3, ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Critère de résistance à la flexion :

1) $e \geq L_x/20 \rightarrow$ Pour une dalle sur appuis simples ; avec $L_x/L_y > 0.4$

2) $L_x/35 \leq e \leq L_x/30 \rightarrow$ Pour les dalles continues ; avec $L_x/L_y \leq 0.4$

3) $Lx/45 \leq e \leq Lx/40 \rightarrow$ pour les dalles continues ; avec $0.4 < Lx/Ly < 1$

Lx : La petite dimension.

Ly : La grande dimension.

Condition de résistance au feu : (art 7.4)

$e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 15$ cm pour trois heures de coupe-feu

$e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique :**

Selon les règlements techniques « **CBA93** » en vigueur, l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13cm pour obtenir bonne isolation acoustique.

- **Limitation de la flèche:**

Selon [CBA 93_B.6.5.3.] la flèche ne doit pas dépasser

$$F_{\max} < L/1000 + 0.5 \text{ cm} \leftrightarrow F_{\max} < 0.5297 \text{ cm}$$

- **Plancher dalle pleine :**

Pour $l_{\max} = 1.30$ m On prend : $e = 15$ cm

2.5 Pré- dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELU et en compression simple.

La charge verticale pondérée doit vérifier la condition suivante [CBA 93] :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : -A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;

-Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie [Br = (a-0,02) (b-0,02)];

- α : est donnée en fonction de l'élancement du poteau (λ):

Pour : $\lambda \leq 50$; $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda / 35)^2)$

Pour : $50 < \lambda \leq 70$; $\alpha = 0.6 (50 / \lambda)^2$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{I/A}} = \sqrt{12} l_f / a$$

Si : $\gamma_s = 1.15$; $\gamma_b = 1.5$; $f_e = 400$ MPa ; $f_{c28} = 25$ MPa ; et A = 2% Br ; $l_f = 0.7 l_0$.

2.5.1 Pré dimensionnement du poteau le plus sollicité

Principe :

Hypothèse de calcul :

- Le calcul est mené à l'état-limite ultime.
- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton
- La résistance à la traction du béton est négligeable
- Combinaison d'action : 1.35G + 1.5Q (ELU)
- Evaluation des charges verticales

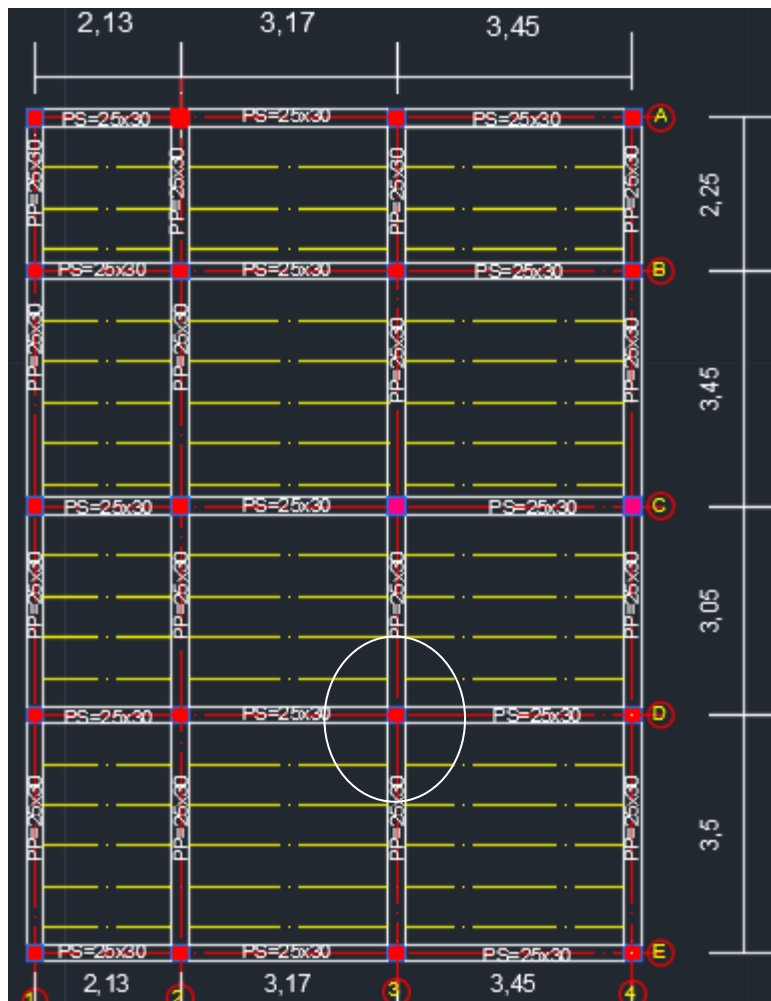


Figure II 5 : plan de coffrage niveaux +6.12

On notera :

N_u : l'effort normal résistant ultime vaut :

$$N_u < \alpha \left(\frac{\beta f_c 28}{0.9 \gamma_b} + \frac{A F_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

B = aire de béton ;

A = aire des armatures ;

λ = élancement mécanique

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad (a \leq b) \quad (\text{carrée})$$

Chapitre 2 pré dimensionnement et descente des charges

Avec : I : moment d'inertie on « m⁴ » de la section du béton B

f_{c28} = résistance à la compression du béton ;

f_e = limite d'élasticité de l'acier utilisé ;

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité du béton ;

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité d'acier ;

α = coefficient réducteur , fonction de l'élanement mécanique (λ) que prend la valeur :

$$\begin{cases} \text{pour } \lambda \leq 50 & \left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{[1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2]} \\ \text{soit } \beta = 1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2 \end{array} \right. \\ \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 & \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.6(\frac{50}{\lambda})^2 = \frac{0.85}{\beta} \\ \text{soit } \beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \end{array} \right. \end{cases}$$

- ✓ Les valeurs de α sont à diviser par 1.1 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours. Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ Eq (2.10)
- ✓ D'après le CBA9 3, pour les bâtiments à étages qui son contreventés par des voiles en béton armé , la longueur $l_f = 0.7 L_0$
- ✓ il convient d'applique une réduction complémentaire lorsque

l_0 : hauteur libre du poteau

• l_f : Longueur de flambement

• $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$

• Application

$$l_f = 0.7 l_0 ; \quad l_f = 0.7 \times 3.06 ; \quad l_f = 2.142$$

$$I = \frac{a^4}{12} ; \quad I = \frac{0.25^4}{12} ; \quad I = 3.25 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A = 0.25 \times 0.25 ; \quad A = 0.0625 \text{ m}^2$$

Calcule de i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3.25 \times 10^{-4}}{0.0625}} , \quad i = 0.072$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.142}{0.072} = 29.75 \text{ donc } 50 < \lambda$$

$$\alpha = \frac{0.85}{[1+0.2 \times (\lambda / 35)^2]} ; \alpha = 0.742 ;$$

La valeur de α doit être divisé par 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$\alpha = \frac{0.742}{1.1} ; \alpha = 0.68$$

$$\beta = \frac{0.85}{\alpha} ; \beta = 1.26$$

• **La surface du plancher supporté par le poteau :**

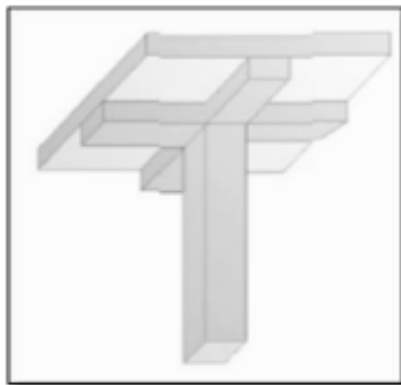


Figure II 6 : la surface du plancher supporté par le poteau

$$S = \left[\left(\frac{3.17-0.25}{2} + \frac{3.45-0.25}{2} \right) \times \left(\frac{3.50-0.25}{2} + \frac{3.05-0.25}{2} \right) \right]$$

$$S = (1.46+1.6) \times (1.62+1.4)$$

$$S_{\text{plancher}} = 9.24 \text{ m}^2$$

• **Calcul de l'effort normal ultime « Nu » :**

$$N_u < \alpha \left(\frac{\beta f_c 28}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_{Fe}}{\gamma_s} \right)$$

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q \dots\dots\dots 7.2.1 \text{ charge et surcharge}$$

a) Détermination du N_G :

La charge permanente de la structure N_G est déterminée par la formule suivante :

Tel que : $N_G = G_{\text{niveau-terrasse}} + n \times G_{\text{niveau-courant}} + (n+1) \times P_{\text{poteau}}$

n : Nombre de niveaux courants n=1 ;

p: Poids propre

$$N_G = G_{pp} + G_{poutre} + G_{plancher}$$

1. Poids propre du poteau : 4.78 KN
2. Poids des poutres principales et secondaires : 22.781 KN
3. Poids du plancher : 115.56 KN

$$N_G = 4.78 + 22.78 + 115.56 = 143.12 \text{ KN}$$

b) Détermination du N_Q

Pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement plus de cinq étages, les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après ; cette dégression verticale n'est pas cumulable avec les réductions pour grande surface ci-dessus

Pour ce bâtiment, on prend $Q_{terrasses}=1\text{KN/ml}$; $Q_{étage}=1.5\text{KN/ml}$

$$N_Q = (1+1.5) \times 9.24 = 23.1 \text{ KN}$$

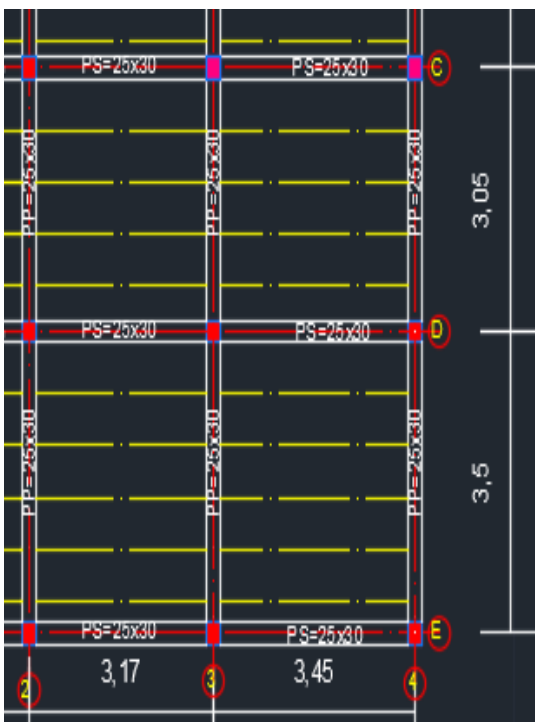


Figure II 7: le poteaux le plus sollicité

- Calcul de NU :

$$Nu = 1.35 \times 143.12 + 1.5 \times 23.1 = 227.9 \text{ KN}$$

$$\bar{Nu} = 1.10Nu$$

$$\bar{Nu} = 1.10 \times 227.9 = 250.7 \text{ KN}$$

- calcul de Br :

$$\beta_r \geq \frac{\bar{Nu}}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{F_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$\beta_r = \frac{250700}{0.70 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)}$$

$$\beta_r = 250700/15.40$$

$$\beta_r = 16279.22 \text{ mm}^2 = 162.79 \text{ cm}^2$$

$$a = \sqrt{\beta_r} + 2 = 14.75 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } a = 25 \text{ cm}$$

2.5.2 Descente des charges :

Plancher :

- Plancher étage courant prévus en corps creux
- Plancher terrasse (inaccessible) contient une isolation thermique (multicouche) et une forme de pente pour l'évacuation des eaux pluviales

Les tableaux 02 et 03 récapitule la descente de charge de plancher étage et la descente de charge de plancher terrasse

Chapitre 2 pré dimensionnement et descente des charges

a) Plancher étage courant

Tableau 02 : la descente de charge de plancher étage

Désignation de l'élément	Ep* ρ	Ep (cm)
Carrelage (2cm)	22*2	0.44
Mortier de pose (3ccm)	20*2	0.40
Lit de sable (5cm)	15*5	0.75
Cloison de séparation	0.75	0.75
Lit de sable (5cm)	15*5	0.75
Cloison de séparation	0.75	0.75
Isolation phonique	/	0.10
Plancher corps creux (16+4)	/	2.85
Enduit en plâtre sous plafond (2cm)	12*2	0.24
Isolation phonique	0.10	0.10
		G= 5.53 KN/ml

b) Plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau 03 : a descente de charge de plancher terrasse

Désignation de l'élément	Ep*ρ	G KN/m ²
Protection en gravillon (5cm)	17*5	0.50
Etanchéité multicouche (2cm)	6*2	0.12
Protection de l'étanchéité par papier kraft	0.5	0.50
Forme de pente	22*10	2.20
Isolation thermique (en polystyrène D25 ép 4cm)	/	0.20
Film par vapeur	10*0.02	0.05
Film polyane	/	0.05
planche en corps creux (16+4)	/	2.85
Enduit en plâtre (2cm)	10*2	0.24
		G= 6.95 KN/m²

c) Cage d'escalier :

L'escalier est composé par une volée et un palier de repos

1) La paillasse :

Tableau 04 : la descente de charge de la paillasse

Poids propre de la paillasse(25x0.15)= 3.75 KN/m ²
Poids propre de la marche.....(22x0.17) / 2 =1.87 KN/m ²
Mortier de pose (2cm) 0.02x20 = 0.40 KN/m ²
Revêtement carrelage (2 cm)0.02x22 = 0.44 KN/m ²
Enduit de ciment (2 cm)0.02x18= 0.36 KN/m ²
Gv= 6.82 KN/m²

2) Palier :

Tableau 05 : la descente de charge de la palier

Poids propre du palier (15cm)0.15x25= 3.75 KN/m ²
Mortier de pose (2cm)0.02x20=0.40 KN/m ²
Carrelage (2cm).....0.02x22= 0.44 KN/m ²
GP= 4.59KN/m²

3) Maçonnerie :

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux type :

Tableau 06: la descente de charge de la maçonnerie

Mur extérieur	<ul style="list-style-type: none"> • • Brique creuse de 10cm x2 • L'aire d'aire de 5 cm • Enduit ciment • Enduit en plâtre
Mur intérieur	<ul style="list-style-type: none"> ○ Brique creuse de 10cm ○ Enduit en plâtre

Tableau7 récapitulatif du calcul :

Nu (kn)	majoration
227.49	250.73
Br (mm²)	A
16279.22	14.75

Niveau	Charge Permanente (KN)					Charge d'exploitation (KN)	
	plancher	Poutre		Charge totale	charge cumul	Plancher	Charge cumule
		chinage	poteau				
RDC	6.95	11.39	11.39	22.78	45.48	1	2.5
ETAGE 01	5.53	11.39	11.93	22.7	45.48	1.5	2.5

Chapitre 3
Calcul de ferrailage
Des éléments secondaires

Chapitre 3

Calcul de ferrailage Des éléments secondaires

III.1 INTRODUCTION :

Le calcul de ces éléments, à savoir les poutres, les poteaux, ainsi que les éléments secondaires tels que les balcons et les acrotères, est réalisé conformément au règlement BAEL91, tout en respectant les directives du règlement parasismique Algérien RPA99 V2003. Dans cette démarche, nous avons utilisé un logiciel d'analyse des structures (Robot) pour déterminer les différents efforts internes sur chaque section des éléments, pour différentes combinaisons de charges, facilitant ainsi le processus de calcul automatique

III.1.1 l'acrotère :

c'est un Socle qui est souvent placé aux extrémités ou au sommet d'un fronton , un acrotère servira ainsi de support . c'est en quelque sorte un ornement apparent

- **le rôle essentiel est :**

- D'assurer la sécurité des personnes au niveau de la terrasse.
- La protection du complexe d'étanchéité contre les effets des agents climatiques.

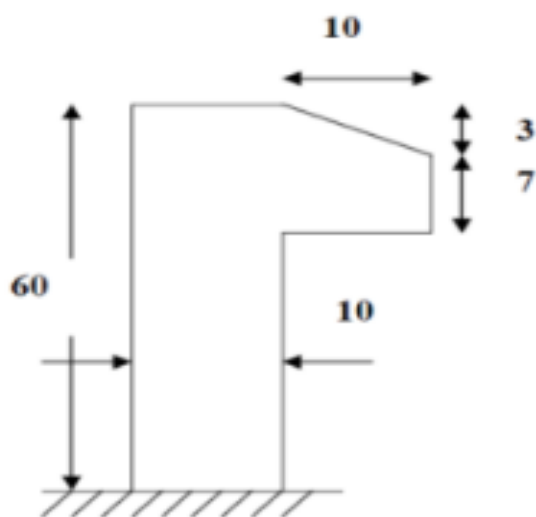


Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère.

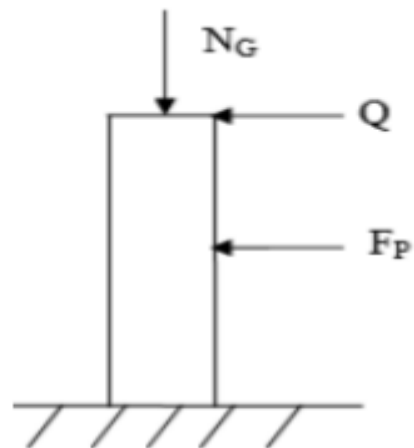


Figure III.2 : schéma statique de l'acrotère



Figure III.3 : L'acrotère

1) Evaluation des charges et surcharges :**•La charge permanente G :****• Poids propre de l'acrotère :**

a) Surface de l'acrotère :

$$S = (0.60 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + ((0.03 \times 0.2)/2)$$

$$S = 0.069 \text{ [m}^2\text{].}$$

b) Poids propre de l'acrotère :

$$WP = [0.069 \times 25] = 1.725 \text{ [KN/ml]}$$

c) Enduit ciment :

$$G' = 18 \times 0.02 \times 1 = 0.36$$

$$G = g + g' = 2.08 \text{ KN/ml}$$

La charge d'exploitation :

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

ELU :

$$N_u = G = 2.08 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_s = G = 2 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$T_s = Q = 100 \text{ Kg} = 1 \text{ KN}$$

2) Calcul des armatures :

L'acrotère est un élément qui travaille à la flexion composée et à partir duquel on a certaines

Données :

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m} \quad N_u = 2.08 \text{ KN/ml}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; d' = 2.5 \text{ cm (donné par l'enseignant)} ; d = 8.5 \text{ cm}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max(15 ; 20 \frac{e_1}{h}) \text{ avec } e_1 = e_0 + e_a$$

$$\text{Si } \frac{0.42}{25} \leq \max(15 ; 20 \frac{2.43}{h}) \text{ avec } e_1 = e_0 + e_a$$

- Détermination de l'excentricité (E.L.U) :

$$\text{L'excentricité de calcul : } e' = e_0 + e_a + e_2$$

- Avec : e_0 : excentricité du 1^{er} ordre.
 e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.
 e_a : excentricité additionnelle.

$$\bullet \quad e_0 = \frac{M_U}{N_U} \quad e_1 = \frac{0.9}{2.08} \quad e_0 = 0.43$$

$$\bullet \quad e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{1}{250}) ; e_a = (2 ; 306/250) = 0.02$$

Avec :

L_f : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement égal à 2.

La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10 \text{ cm}$).

$$L_f = 2 \times 10 \rightarrow l_f = 2 \times 0.6 \rightarrow l_f = 1.2 \text{ (m)}$$

et:

$$\alpha = \frac{MG}{MG+MQ} \quad (\text{BAEL 91 Article A.4.3.5})$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et Quasi-Permanent, au moment

total du premier ordre, le coefficient est α . Compris entre 0 et 1.

φ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge

Considérée, il est généralement pris égal à 2.

$$MG = \frac{w_p \times l^2}{2} = \frac{1.725 \times 0.6^2}{2} = 0.31$$

$$MQ = \frac{Q \times l^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18$$

$$\alpha = \frac{0.31}{0.31+0.18} = 0.632$$

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 + 2 \times 0.632) \rightarrow e_2 = \mathbf{0.014}$$

Alors :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

$$e = 0.43 + 0.02 + 0.014 = 0.464 \text{ (m)}$$

sollicitations corrigées

$$NU' = N_0$$

$$Mu' = NU' (e_0 + e_a + e_2) = NU' e'$$

$$M1' = MU' + NU' \left(d - \frac{h}{2} \right) = NU' \left(e' + d - \frac{h}{2} \right) = 2.08 \times (0.464 + 0.085 - 0.10/2)$$

$$M1' = 1.04 \text{ [KN.m / ml]}$$

$$\mu = \frac{1.04 \times 10^3}{100 \times 8.5^2 \times 14.16} = 0.010$$

$$\mu < \mu_l$$

Alors pas d'armatures comprimées.

$$\alpha = 0.0151$$

$$\beta = 0.994$$

$$A_s = \frac{MU}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{1.035 \times 10^3}{0.994 \times 8.5 \times \frac{400}{1.15}} \Rightarrow 0.35 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \text{ min} \geq 0.23 \text{ bd } f_{t28}/f_c$$

$$A_s \text{ min} \geq 1.026 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A = \max (A_s \text{ min} ; A_s) = \max (1.026 ; 0.35) \rightarrow A = 1.026 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Choix d'armature : on prend : **4HA6 = 1.13 (cm²)**

➤ Calcul l'espacement :

D'après le B.A.E.L91 :

$$ST_{\max} < \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm} \rightarrow \text{min} (3 \times 10 ; 33) \rightarrow st_{\max} = 30 \text{ cm}$$

$$ST_{\max} < \text{Min} (4h ; 45) \text{ cm} \rightarrow \text{min} (4 \times 10 ; 45) \rightarrow st_{\max} = 40 \text{ cm}$$

$$ST < ST_{\max} \rightarrow \text{C.V}$$

ON PREND ST = 20 cm

Armatures de répartitions :

$$A_r = A_s/4 \rightarrow A_r = \frac{1.13}{4} \rightarrow A_r = 0.28$$

On prend : 4 HA 5 = 0.79 cm²

b. Vérifications au cisaillement :

$$\tau_{\max} = \frac{t_{\max}}{d.b} \rightarrow \tau_{\max} = 0.02 \text{ mpa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \text{min} (0.2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b} ; 5) \rightarrow \tau_{\text{adm}} (3.33 ; 5) \text{ Mpa} \rightarrow \tau_{\text{adm}} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{adm}} < \tau_{\max} \rightarrow 0.02 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

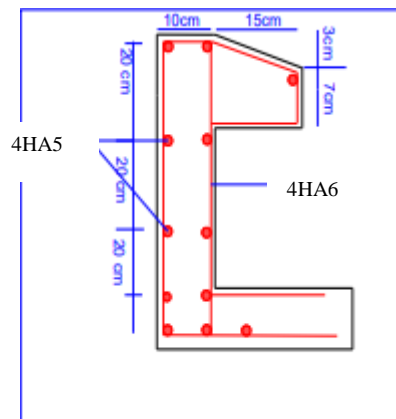


Figure III.3: Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Etude des balcons :

III.2.1. Définition :

Un balcon est un type de plateforme qui se dégage d'un mur et forme ainsi une « pièce en hauteur », Le plus

souvent, il se trouve à l'extérieur du bâtiment, mais peut aussi être à l'intérieur, comme une galerie dans une

salle de spectacle. il soumis à des charges suivantes :

G : charge permanente

P : surcharge de travail

Q : Charge synergique des parois métalliques

L : longueur du balcon.

Dans notre cas on a un balcon du type d'une console encastré au plancher, réalisé en dalle pleine.

D'après le BAEL 91 le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

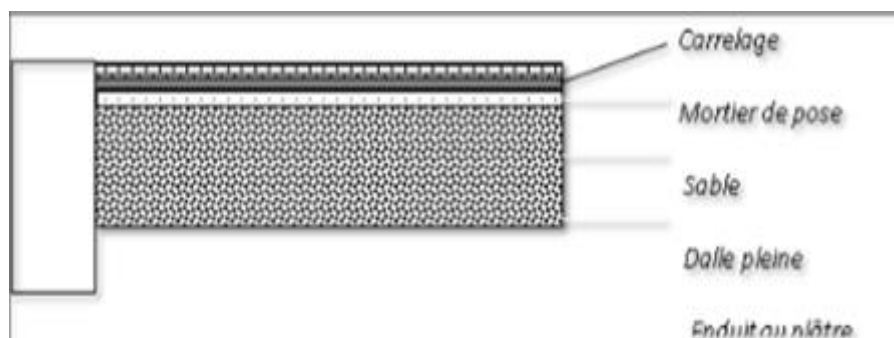


Figure III.4: coupe réelle d'un balcon

1) Evaluation des charges et surcharges :

a) charge uniformément répartie

1- Chargement de balcon : (Tableau 8)

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	0.22	0.44
Mortier de pose	3	0.20	0.6
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	0.18	0.36
			G_{balcon}=5.15Kn/m²
			Q_{balcon}= 3.5kn/m²

b) Charge concentrée :

Poids de murs (e=10cm) *0.9*g.....0.9 KN /m²

Enduit en ciment (e=2cm*2)0.72 KN /m²

La charge du mur (force concentrée) : F = 0.9+0.72 = 1.62 KN /m²

2) Dimensionnement :

• **L'épaisseur du balcon :**

$$\frac{1}{30} < e < \frac{1}{10} \rightarrow \frac{130}{30} < e < \frac{130}{10} \rightarrow 4.33 \text{ cm} < e < 13 \text{ cm}$$

On prend : e = 15 (cm) ; lx : 3.8 m ; ly : 1.30 m .

• **Combinaisons et sollicitations :**

Fissuration peu nuisible

charge concentrée : G=1.62 KN/m²

charge permanente : G=5.15 KN/m²

Charge d'exploitation : Q=3,5 KN/m²

Calcul dans les 2 sens x est y

Le calcul se fait par une bande de 1 m

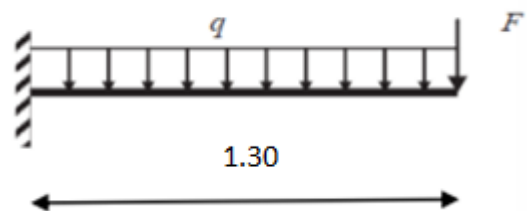


Figure III.5. Schéma statique

➤ **ELU**

$$q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q = 1.35 * 5.15 + 1.5 * 3.5 = 12.20 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 * G_2 = 1.35 * 1.62 = 2.19 \text{ KN}$$

$$M_u = M_p + M_q = P_u \cdot l + \frac{q_u \cdot l^2}{2} = 13.15 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS**

$$q_s = (G + Q) * 1 = 5.15 + 3.5 = 8.65 \text{ kN/ml.}$$

$$P_s = 1 * 1.62 = 1.62 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_p + M_q = P_{ser} \cdot l + \frac{q_{ser} \cdot l^2}{2} = 9.41 \text{ kn.m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_u = T_p + T_q = P_u + q_u \cdot l = 19.29 \text{ KN}$$

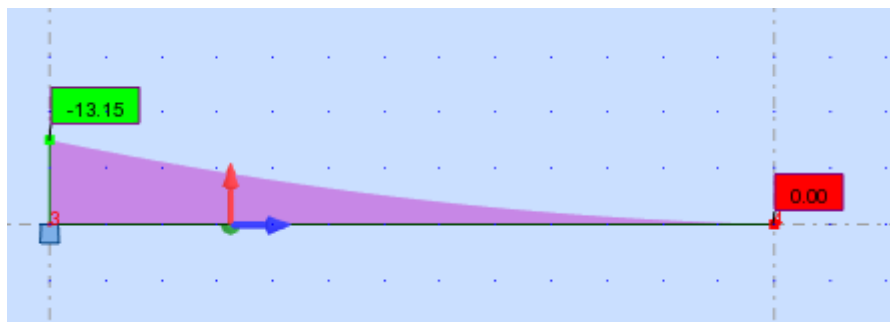
A. résultats de robot (2018) D'après le:

Figure III.6 : Calcule le moment à ELU

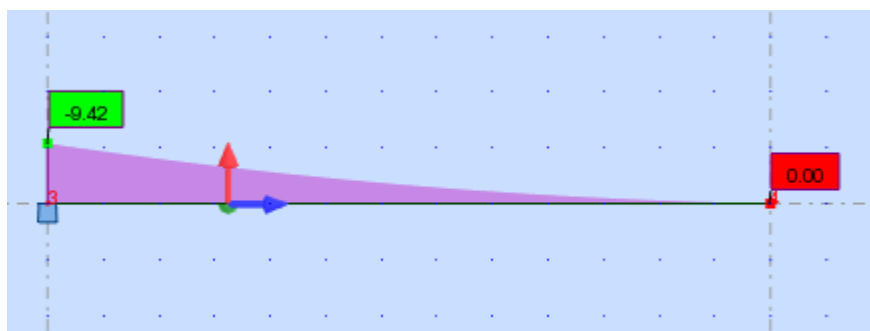


Figure III.7 : Calcule le moment à ELS

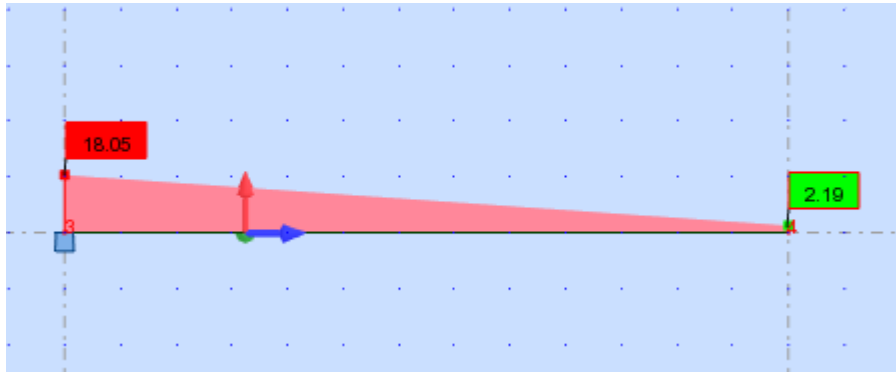


Figure III.8 : Calcule les effort tranchant à ELU

3) Détermination du Ferrailage

3.2.3.1. Les armatures longitudinales (flexion simple)

$$d = 0.9h$$

$$d = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

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

$$b = 1.30 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

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

$$M_u = 14.00 \text{ [KN. m]}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bc}} = \frac{13.15 \times 10^3}{130 \times 13.5^2 \times 14.16} = 0.03919 \quad \text{cm}$$

$$b = 90 \text{ [cm]} ; h = 15 \text{ [cm]} ; d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ [cm]}$$

on à : $\mu \leq \mu_l$

$$0.03919 < 0.392$$

donc : $A_{s'} = 0$

tableau 6 :

$$\alpha = 0.04975$$

$$\beta = 0.9805$$

$$\alpha < 0.259 \quad \text{pivot A est} = 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{st} > \varepsilon_L \quad 10 > 1.74 \quad \text{donc} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{MU}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.15 \times 10^3}{0.9805 \times 13.5 \times 347.826} = 2.856 \text{ cm}^2$$

Le choix de AS 6HA8 = 3.02 cm²

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 90 \times 13.5 \times 2.1 / 400$$

$$A_s > 1.46 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifier .}$$

B. .Espacement:

$$St \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33). St=30\text{cm}$$

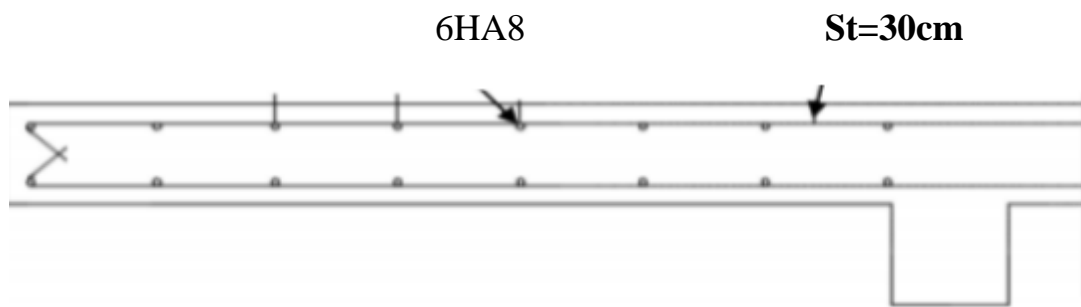


Figure III.10 : ferrailage du balcon

III.3 Les escalier :

III.3.1 Définition :

"Les escaliers" désignent une structure composée d'une série de marches ou d'un escalier permettant aux personnes de se déplacer entre différents niveaux d'un bâtiment ou d'une structure. Les escaliers sont un élément architectural fondamental que l'on trouve dans les maisons, les bâtiments et diverses autres structures à travers le monde.

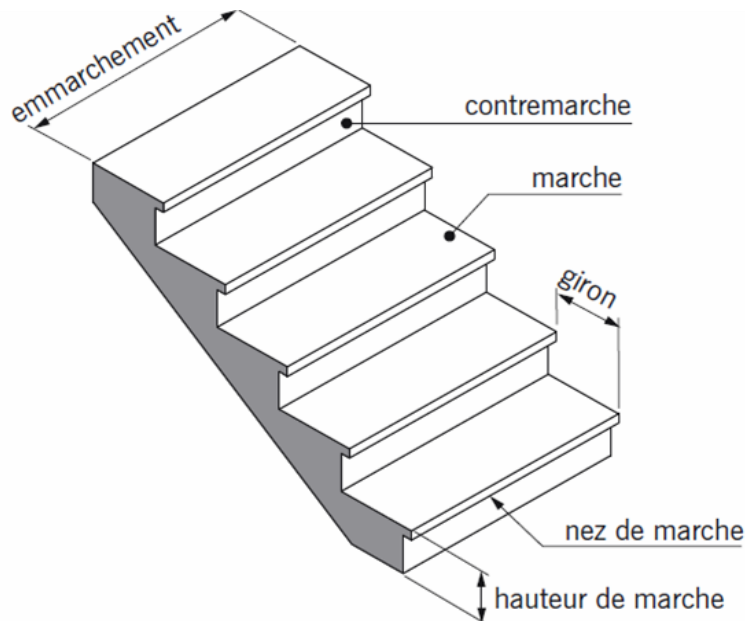


Figure III .9 Schéma d'un escalier

III.3.2 Les Composants d'un escalier :

- **La marche** : elle constitue la surface plane sur laquelle on pose le pied.
- **Le contremarche** : il s'agit de la partie verticale située entre deux marches consécutives. Sa hauteur (h) représente la différence de niveau entre deux marches successives, oscillant généralement entre 14 et 20 centimètres.
- **Le giron (g)** : c'est la distance en plan qui sépare deux contremarches successives.
- **La volée** : ce dernier est la portion de l'escalier située entre deux paliers, avec une longueur projetée d'un mètre.
- **La paillasse** : il s'agit de la dalle en béton armé intégrant les marches et les contremarches.
- **L'emmarchement** : il représente la largeur de la marche.

- **Le palier de repos** : il est toujours possible d'équiper un escalier d'une petite dalle, appelé palier, permettant aux utilisateurs de faire une pause.
- **Le garde-corps** : ce dispositif assure la sécurité en prévenant les chutes.

En outre, la hauteur d'une marche (h) est également mentionnée.

III.3.3 Pré dimensionnement :

En (1675), François Blondel se penche sur la question de calcul de l'escalier dans son cours d'architecture. Il

mesure le pas et constate qu'à chaque fois qu'on s'élève d'un pouce, la valeur de la partie horizontale se

trouve réduite de deux pouces et que la somme de la hauteur doublée de la marche et son giron doit demeurer

constante et être de deux pieds. La formule, dite « formule de Blondel » est donnée par :

$$M = 2h + g$$

Pour assurer un escalier agréable ou à accessibilité maximum pour le public, le module est ajusté en fonction

du reculement disponible et peut être comprise entre 58 et 64 cm.

$$58 \leq 2h + g \leq 64$$

Formule de Blondel : $58 \text{ cm} < 2 \text{ hauteurs de marche} + 1 \text{ giron} < 64 \text{ cm}$

$$16.5 < H < 17.5 \text{ cm} \quad \text{et} \quad 27 \text{ cm} < G < 31 \text{ cm}$$

Données :

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 30 \text{ cm} ; m = g + 2h = 64 \text{ cm} ; LP = 0.9 \text{ m} ; F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Avec :

M : est le pas ;

h : est la hauteur de la marche ;

g : est le giron (distance entre deux nez de marche consécutifs mesurés sur la ligne de foulée)

$$H = n \times h \quad \text{et} \quad L_0 = (n - 1) \times g$$

g : giron (largeur des marches)

h : Hauteur des marches

E : Emmarchement

H : hauteur de l'escalier

e_p : épaisseur de la paillasse et du palier

L : longueur de la reculement

n : nombre des marches

α = la pente de l'escalier

LP : longueur du palier

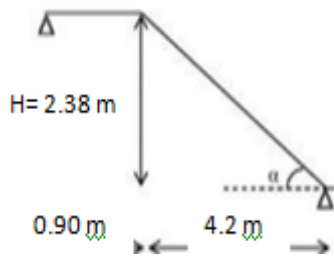


Figure III.10 : Schéma statique escalier

- **Calcul la hauteur de l'escalier H :**

$$H = (n * h) = 14 * 0.17 = 2.38 \text{ m}$$

- **Calcul la longueur du reculement :**

$$L = (n * g) = 14 * 0.30 = 4.2 \text{ m}$$

- **Calcul L'angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\text{Tan } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2.38}{4.2} = 0.56$$

$$\alpha = 29.24^\circ \approx 30^\circ$$

- **Calcul la longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{4.2}{\cos 29.24} = 7.38$$

- **Calcul de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L}{30} < E_p < \frac{L}{20}$$

$$\frac{420}{30} < E_p < \frac{420}{20}$$

$$14 < E_p < 21$$

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

$$E_{\text{moy}} = e_p + \frac{(h \cdot \cos 29.24)}{2} = 14.32 \text{ cm}$$

Alors on prend : $E_p = 15 \text{ cm}$

III.3.4 Descente de charge

a) Paillasse

Charge permanente :	
Revêtement en carrelage 0.02*22	0.44 KN/m ²
Mortier de pose 0.02*20	0.4 KN/m ²
Paillasse 0.15*25	3.75 KN/m ²
Enduit en ciment 0.02 *18.....	0.36 KN/m ²

Charge permanente : $G_1 = 4.95 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$

b) Palier de repos :

Charge permanente :
Dalle pleine (15 cm) 0.15* 253.75 KN/m ²
Revêtement en carrelage 0.02*200.4 KN/m ²
Enduit en ciment 0.02*180.36 KN/m ²

Charge permanente : $G_2 = 4.51 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/ m}^2$

III.3.5 Combinaison des charges :

	Pour la paillasse	Pour le palier
ELU	$qu_1=1.35G_1+1.5Q_1$ $= 10.43 \text{ KN/m}^2$	$qu_2=1.35G_2+1.5Q_2$ $=9.84 \text{ KN /m}^2$
ELS	$qser1= G_1+Q =7.45 \text{ KN/m}^2$	$qser2= G_2+Q= 7.01 \text{ KN/m}^2$

III.3.6 Schéma statique :

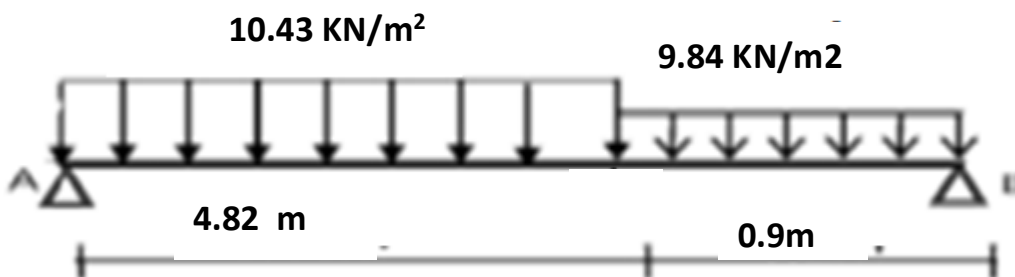


Figure III.11 : Sollicitation a l'état limite ultime de résistance

III.3.7 Sollicitation de calcul :

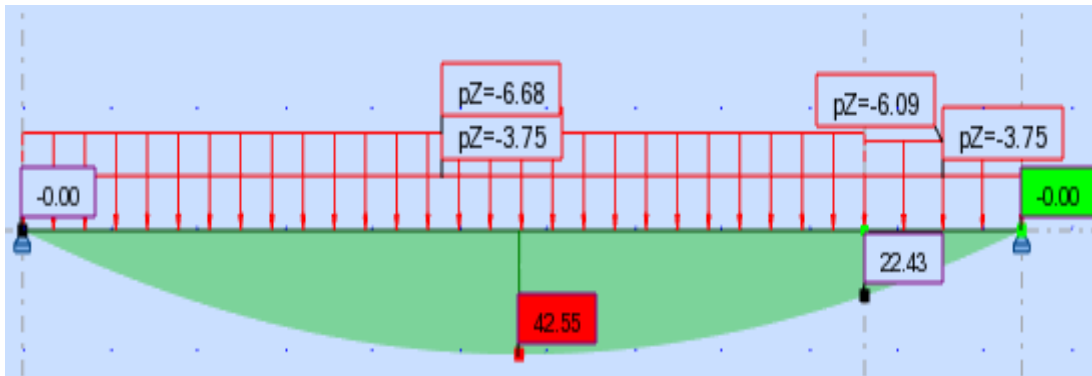


Figure III.14 : Le diagramme des moments à ELU

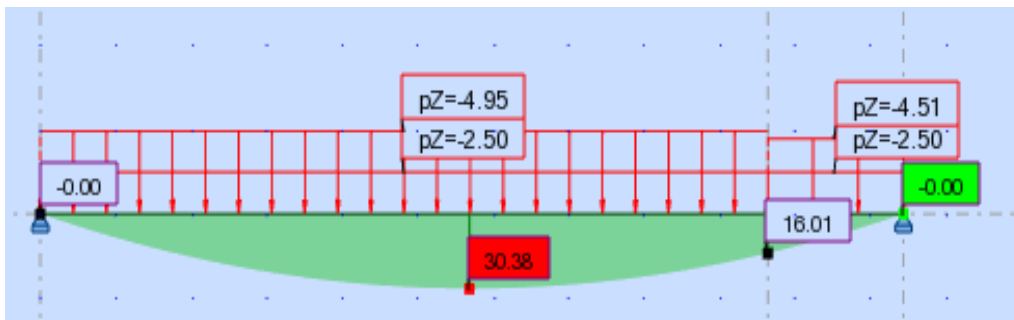


Figure III.15 : Le diagramme des moments à ELS

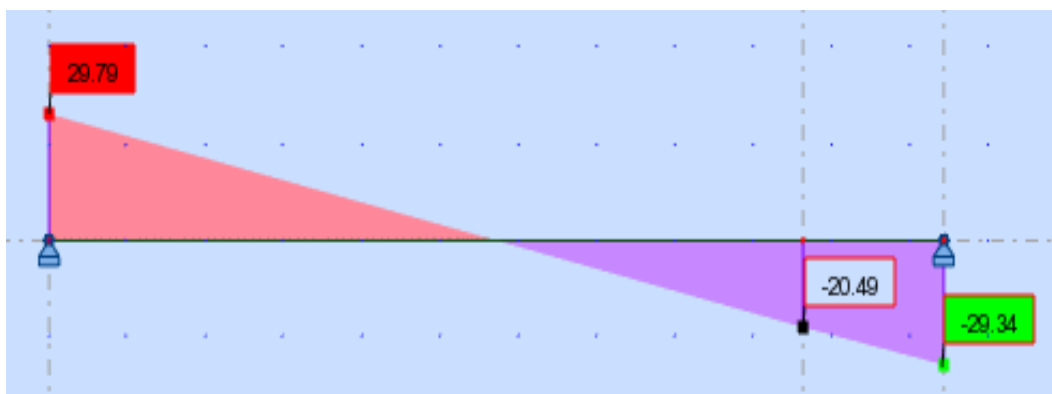


Figure III.16 : Les effort tranchant à ELU

III.3.8 Calcul du ferrailage :**Les hypothèses de calcul :**

$$M_{\text{umax}}=42.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t= 0.85 * 42.55 =36.16 \text{ KN.m}$$

$$M_a= 0.3 * 42.55 =12.765 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{umax}}=29.79$$

$$M_{\text{ser max}}=30.38 \text{ KN.m}$$

ELU**1) En travée :**

- Fissuration peu nuisible
- Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier : $f_e = 400$
- $d' = 2.5 \text{ cm}$
- $\epsilon_l = 1.739$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82$; $\alpha_1 = 0.668$, $\mu_L = 0.392$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$.
- $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$.

Calcule le ferrailage :

En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{36.16 \times 10^3}{90 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.182$$

D'après Tableau 6 :

$$\alpha = 0.252$$

$$\beta = 0.899$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \sigma_s d} = \frac{36.16 \times 10^3}{0.899 \times 348 \times 12.5} = 9.25 \text{ cm}^2$$

LE choix de $A_S = 7HA14 = 10.78 \text{ cm}^2$ Vérification :

Fe = 400 MPa

90 cm



15 cm

$$\gamma = \frac{Mu}{Mser} = 42.55/30.38 = 1.4$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha \text{ vérifier}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s > 0.23 b d f_{t28}/f_e$$

$$A_s > 1.3$$

- **Contrainte tangentielle limite ultime :**

$$\bar{\tau}_u = 2,5(\text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{29.79 \times 10}{90 \times 12.5} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,26 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ condition vérifiée}$$

Tableau 3.2 : de choix du ferrailage de l'escalier

Moment max (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	Choix de A_s (cm^2)	A_{smin}	$A_r=AS/4$	Choix de Ar
Travées M=36.16	9.25	7HA14	1.3	2.695	3HA12
		10.78			3.39
Appuis M= 12.76	3.04	4HA10	1.3	0.785	3HA6
		3.14			0.85

III.4 Plancher à corps creux :

Les planchers sont formés en corps creux, composés d'hourdis de 16cm et de poutrelles préfabriquées sur lesquelles repose une dalle de 4cm coulée sur place en béton armé.

- **III.4.1 Calcul du ferrailage des poutrelles :**
 - **III.4.2 Dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles supposées continues sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme des poutres continue. Le calcul des sollicitations est fait à l'aide du logiciel Autodesk et ROBOT.

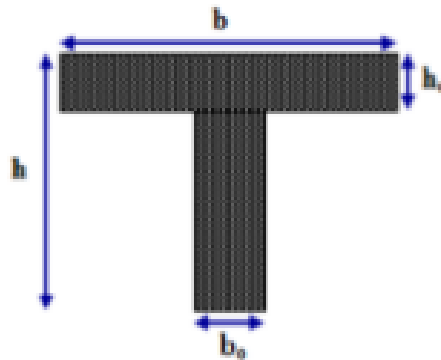


Figure III .12 : coupe transversale d'une poutrelle

AVEC :

- Largeur de la poutrelle $b = 60$ [cm].
 - Largeur de la $b_0 = 12$ [cm].
 - La hauteur de la section $h_t = 20$ [cm].
 - L'épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4$ [cm].
 - Contrainte des aciers utilisés $F_e = 400$ [MPa].
 - Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ [MPa].
 - Contrainte limite de traction du béton à 28 jours $f_{t28} = 2.1$ [MPa].
 - Fissuration peu préjudiciable.
-
- Détermination du chargement à l'ELU (q_u) et à l'ELS (q_s) revenant sur la poutrelle :
- les charges sur poutrelles sont évaluées comme suite : $g = G \cdot b$; et $q = Q \cdot b$

➤ Terrasse : $G = 6.95 * 0.6 = 4.17 \text{ KN/m}^2$ $Q = 1,00 * 0.6 = 0.6 \text{ KN/m}^2$

- $q_u = 1.35 * 4.17 + 1.5 * 0.6 = 6.5 \text{ KN/ml}$
- $q_s = 4.77 \text{ KN/ml}$

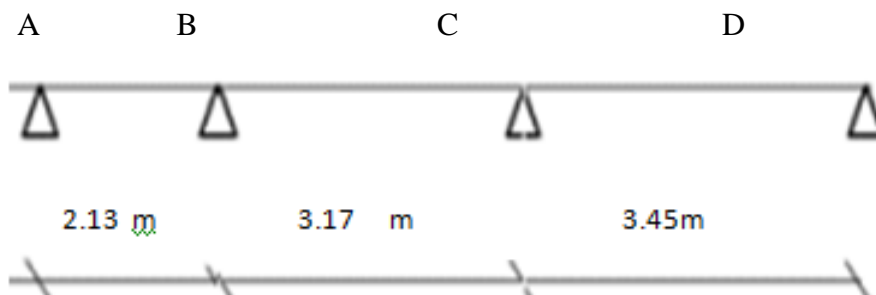
➤ Étage courant : $G = 5,53 * 0.6 = 3.31 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 * 0.6 = 0.9 \text{ KN/m}^2$

- $q_u = 5.82 \text{ KN/ml}$. $q_s = 4.21 \text{ KN/ml}$

Tableau 9. les charge appliques à la plancher

Type de plancher	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	$q_u = (1,35g+1,5q)$ (KN/ml)	$q_s = (g+q)$ (KN /ml)
Plancher terrasse	4.17	0.6	10.88	7.95
Plancher étage courant	3.31		9.71	7.03

Types des poutrelles



- **Plancher terrasse :**

***ELU :**

Les résultats de ROBOT :

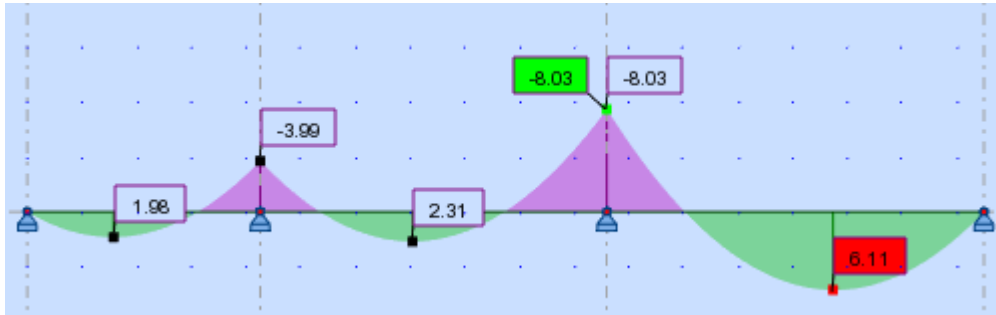


Figure III.13: les moments à ELU

$M_{u \max} = 6.11 \text{ KN} \cdot \text{m}$ en travée ; $M_{u \max} = 8.03 \text{ KN} \cdot \text{m}$ en appuis

ELS :

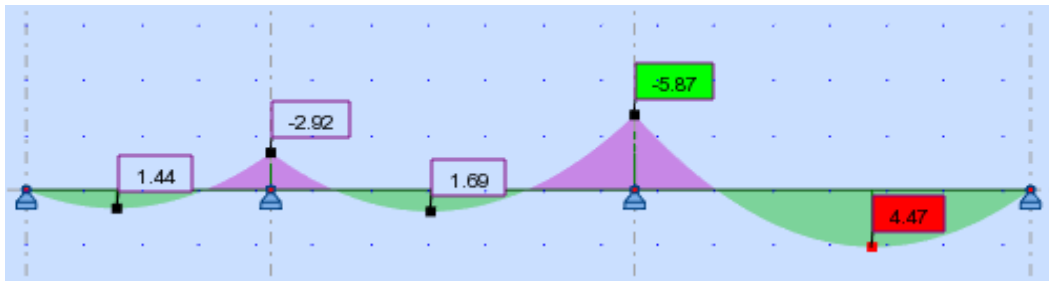


Figure III.15 les moments à ELS

$M_{ser \max} = 4.47 \text{ KN} \cdot \text{m}$ En travée ; $M_{ser \max} = 5.87 \text{ KN} \cdot \text{m}$ En appuis

1) En travée :

$$M_T = b h_0 (d - h_0/2) f_{bu} = 52.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_T > M_{u \max} \Rightarrow$ axe neutre dans la table de compression

On suppose la section comme une section rectangulaire $b=60 \text{ cm}$ et $d=17.5 \text{ cm}$

60 cm



20
cm

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

Les hypothèses de calcul :

- Fissuration peu nuisible
- Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- Acier : fe 400
- $d' = 2.5 \text{ cm}$
- $\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$.
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa..}$$

On a :

$$b = 60 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = (20 - 2.5) = 17.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_b U} = \frac{6.11 \times 10^3}{60 \times 17.5^2 \times 14.16} = 0.023 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.023 \leq \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{oui} \rightarrow A S' = 0$$

Donc :

Tableau 6

$$\alpha = 0.030$$

$$\beta = 0.988$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot A}$$

Donc :

$$\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \sigma_s d} = \frac{6.11 \times 10^3}{0.988 \times 17.5 \times 347.82} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{le choix : } 3HA6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e . \rightarrow A_s \geq 0.23 \times 60 \times 17.5 \times 2.1 / 400 \quad A_s > 1.26 \text{ cm}^2$$

Fe = 400

Vérification :

$$M_{L,ser} = 4.47 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire flexion simple acier FeE400 \Rightarrow

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{6.11}{4.47} = 1.37 \quad \rightarrow \alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha < 0.4345$$

ELSCB OK

1. En appuis :

$$MT = bh_0(d-h_0/2)fbu = 52.67 \text{ KN.m}$$

$MT > M_{u \max} \Rightarrow$ axe neutre dans la table de compression

On prendre la section comme une section rectangulaire : $b=60\text{cm}$ et $d=17.5\text{ cm}$
et $M_{u \max} = 8.03 \text{ KN.m}$.

Section rectangulaire

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}).$$

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

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.03 \times 10^3}{60 \times 17.5^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu_1 = 0.031$$

$$\mu = 0.031 \leq \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{oui} \rightarrow AS' = 0$$

donc :

tableau 6

$$\alpha = 0.039$$

$$\beta = 0.984$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \sigma_s d} = \frac{8.03 \times 10^3}{0.984 \times 347.82 \times 17.5} = 1.34 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq \frac{0.23 \times 60 \times 17.5 \times 2.1}{400}$$

$$A_s > 1.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 2HA8 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Vérification :

on a $f_e=400\text{MPa}$,

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.03}{5.87} = 1.36 \Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 > \alpha \Rightarrow \text{ELSCB vérifier.}$$

Les armatures transversales :

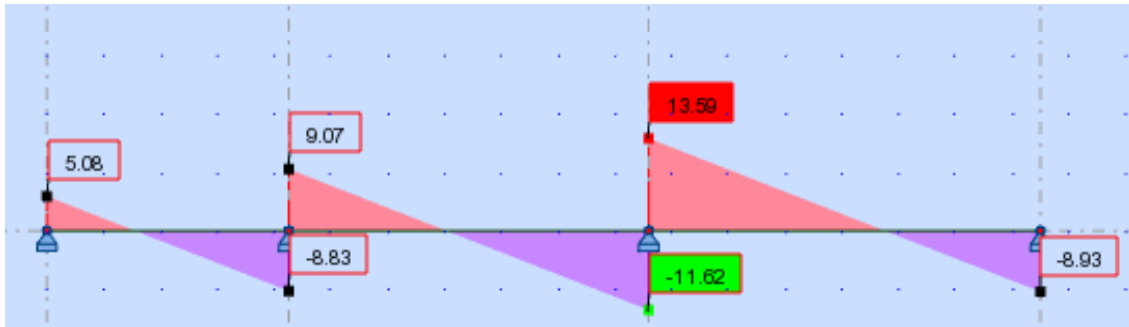


Figure III.14 : les effort tranchant à ELU

$v_u = 13.59 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 25 \text{ Mpa}$$

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

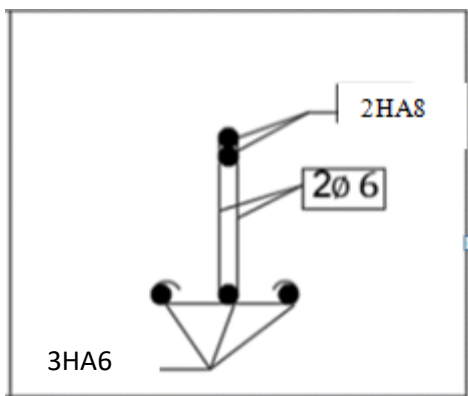


Figure III.15 : Schéma de ferrailage de plancher terrasse

- Plancher étage :

*ELU :

Les résultats de ROBOT :

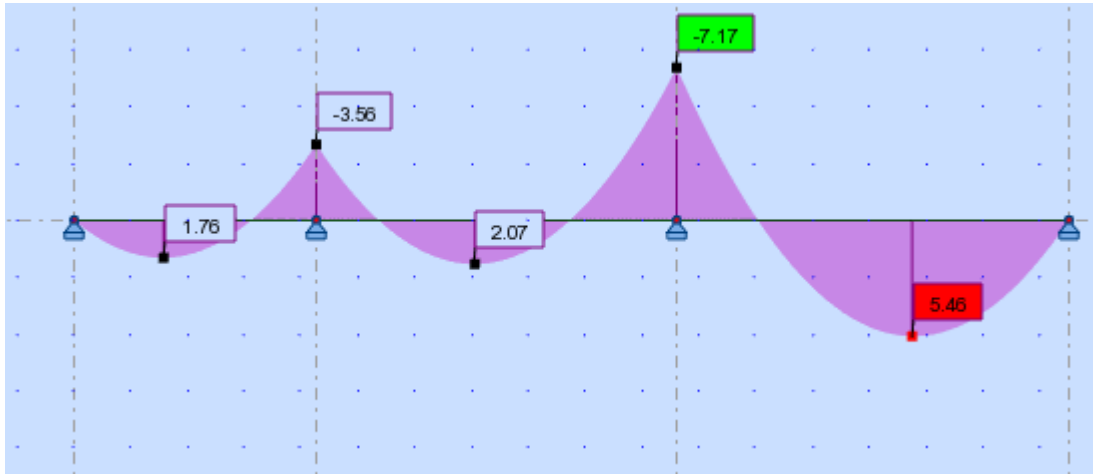


Figure III .16: les moments à ELU

$M_{u \max} = 5.46 \text{ KN} \cdot \text{m}$ en travée ; $M_{u \max} = 7.17 \text{ KN} \cdot \text{m}$ en appuis

ELS :

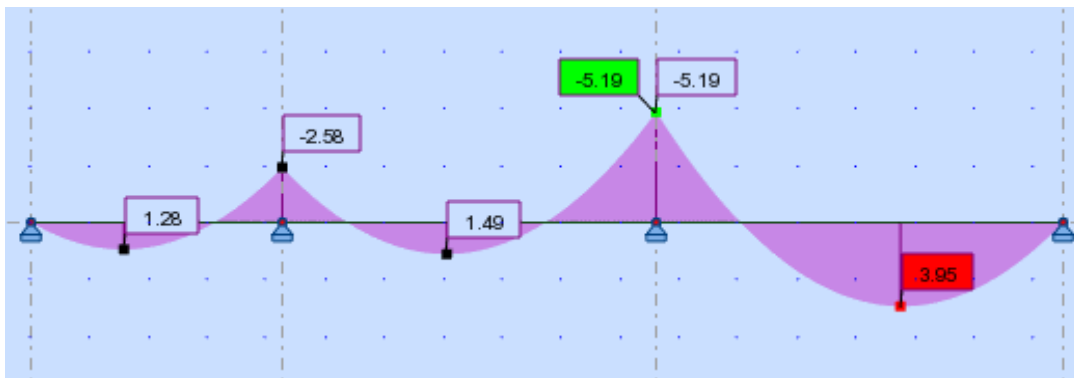


Figure III.17: les moments à ELS

$M_{ser \max} = 3.95 \text{ KN} \cdot \text{m}$ en travée ; $M_{ser \max} = 5.19 \text{ KN} \cdot \text{m}$ en appuis

1) En travée :

$$M_T = b h_0 (d - h_0/2) f_{bu} = 52.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

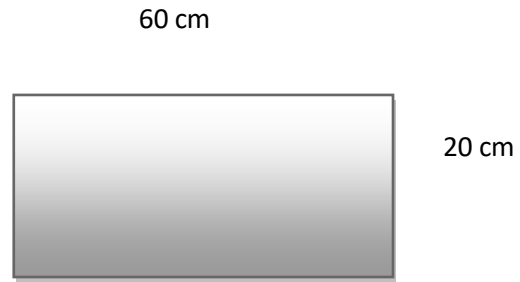
$M_T > M_{u \max} \Rightarrow$ axe neutre dans la table de compression

On suppose la section comme une section rectangulaire $b=60 \text{ cm}$ et $d=17.5 \text{ cm}$

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

Les hypothèses de calcul :

- Fissuration peu nuisible
 - Béton : $f_{c28} = 25$ MPa
 - Acier : $f_e = 400$
 - $d' = 2.5$ cm
 - $\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}})$.
 - $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1$ MPa
- $\bar{\sigma}_s = 201.63$ MPa.
 $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa..



$$b = 60 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = (20 - 2.5) = 17.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bc}} = \frac{5.46 \times 10^3}{60 \times 17.5^2 \times 14.16} = 0.021 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.021 \leq \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{oui} \rightarrow A_{S'} = 0$$

Donc :

Tableau 6

$$\alpha = 0.026$$

$$\beta = 0.989$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot A}$$

Donc :

$$\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \sigma_s d} = \frac{5.46 \times 10^3}{0.989 \times 17.5 \times 347.82} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e . \rightarrow A_s \geq 0.23 \times 60 \times 17.5 \times 2.1 / 400 \quad A_s > 1.26 \text{ cm}^2$$

$$F_e = 400$$

Vérification :

$$M_{t.ser} = 8.42 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire flexion simple acier FeE400 ⇒

$$\gamma = \frac{MU}{Mser} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\gamma = \frac{5.46}{3.95} = 1.38 \quad \rightarrow \alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha < 0.44$$

ELSCB OK

2. En appuis :

$$MT = bh_0(d-h_0/2)fbu = 52.67 \text{ KN.m}$$

$MT > M_{u \max} \Rightarrow$ *axe neutre dans la table de compression*

On prendre la section comme une section rectangulaire : $b=60\text{cm}$ et $d=17.5\text{ cm}$
et $Mu \max = 7.17 \text{ KN.m}$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta ft28}).$$

$$ft28 = 0.6 + 0.06 fc28 = 0.6 + 0.06 \times 25 \Rightarrow ft28 = 2.1 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 fc28 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_1 = \frac{Mu}{bd^2 fbu} = \frac{7.17 \times 10^3}{60 \times 17.5^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu_1 = 0.028$$

$$\mu = 0.028 \leq \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{oui} \rightarrow AS' = 0$$

donc :

tableau 6

$$\alpha = 0.035$$

$$\beta = 0.986$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \sigma_s d} = \frac{7.17 \times 10^3}{0.986 \times 347.82 \times 17.5} = 1.19 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq \frac{0.23 \times 60 \times 17.5 \times 2.1}{400}$$

$$A_s > 1.26 \text{ cm}^2$$

le choix : **2HA12 : 2.26 cm²**

Vérification :

on a $f_e = 400 \text{ MPA}$,

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.17}{5.19} = 1.38 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 > \alpha \Rightarrow \text{ELSCB vérifier.}$$

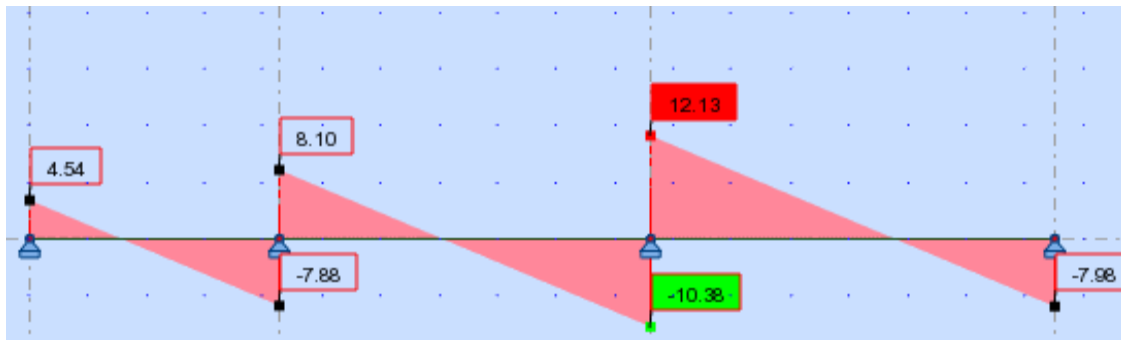


Figure III.17: les efforts tranchant à ELU

- Vérification du cisaillement

$$v_u = 12.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.115 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 25 \text{ Mpa}$$

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

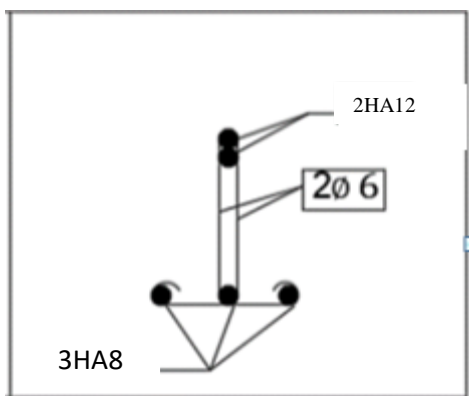


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de plancher étage

Chapitre 04

Etude des éléments structuraux

Et infrastructure

Chapitre 04**Etude des éléments structuraux Et infrastructure****IV. Introduction :**

Le calcul des éléments résistants s'effectuera selon le règlement BAEL91 mod99 et on fait les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99

IV .1 Calles cule le ferrailage d'un portique :**a) Ferrailage des poutres principales :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges pour les transmettre aux poteaux Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), condition non fragilité .

Les données :

$$G_{\text{étage}} = 5.53 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{terrasse}} = 6.95 \text{ KN/m}^2$$

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

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

b) Les hypothèses de calcul :

- caractéristiques des matériaux :
- béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$
- acier : Fe E400 . $f_e = 400 \text{ MPa}$ $\gamma_s = 1.15$
- logiciel du calcul :

Autodesk ; Robot

c) Calcul des sollicitations :

Plancher :

$$g_E = G \times L, q_E = Q \times L$$

$$g_E = 5.53 \times 3.31 = 18.30 \text{ KN/m}, q_E = 1.5 \times 3.31 = 4.96 \text{ KN/m.}$$

$$g_T = G \times L, q_T = Q \times L$$

$$g_T = 6.95 \times 3.31 = 23.00 \text{ KN/m}, q_T = 1 \times 3.31 = 3.31 \text{ KN/m.}$$

Poutre principale de section (30 × 25) cm²

• Résultat du calcul :

- Les résultats du calcul de terrasse et étage

➤ ELU :

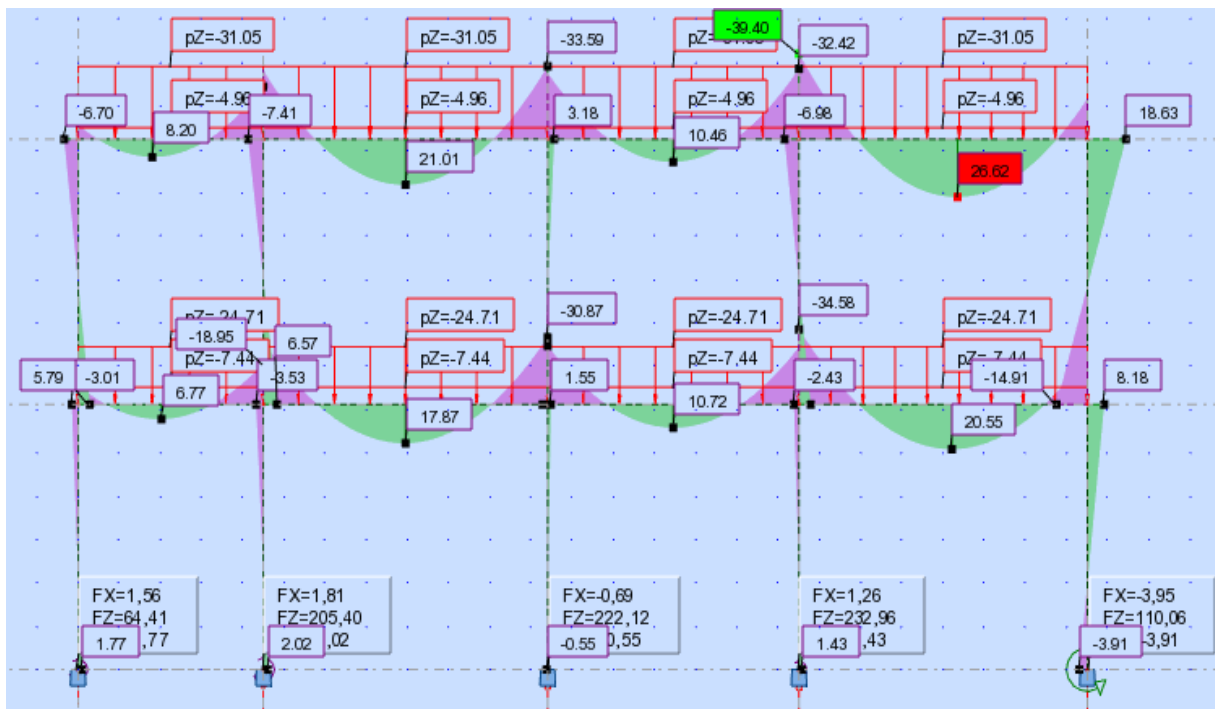


Figure IV.1: les moments à ELU

« La poutre 25×30 cm² »

Appuis : $M_{max} = 39.40 \text{ KN.m}$

Travées : $M_{max} = 26.62 \text{ KN.m}$

➤ ELS :

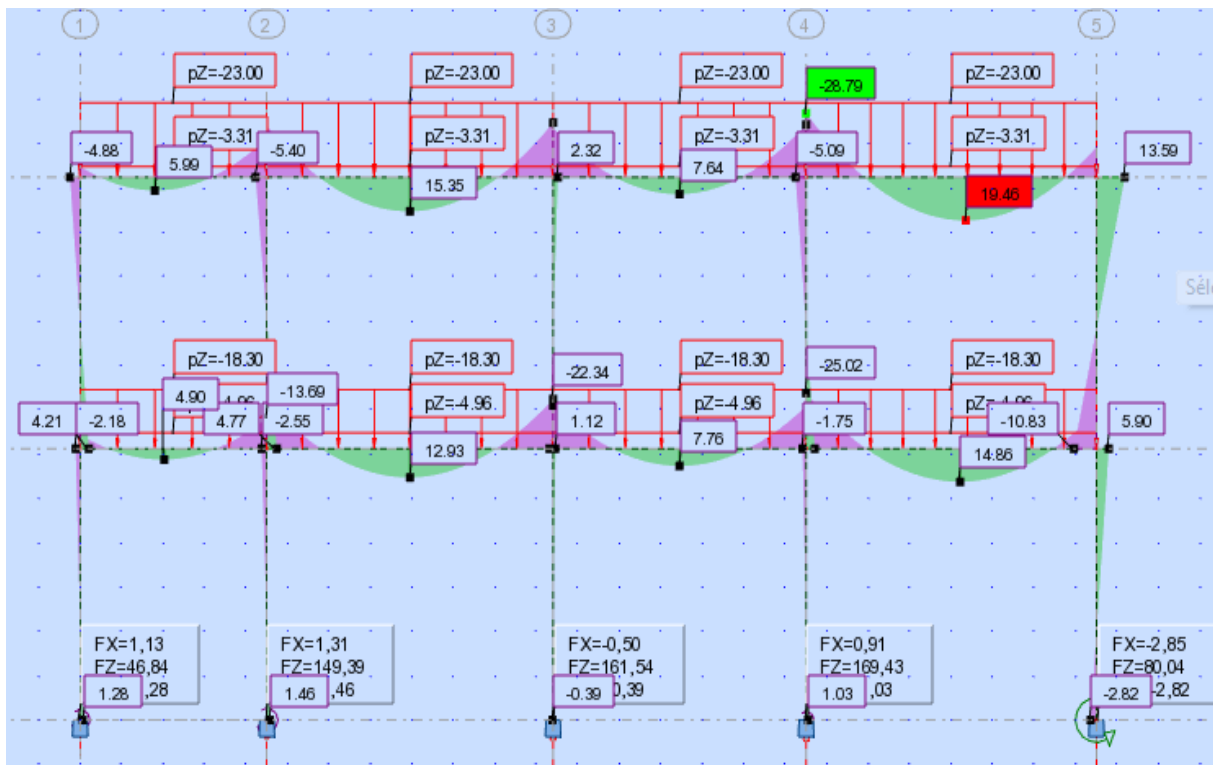


Figure IV.2: les moments à ELS

La poutre $25 \times 30 \text{ cm}^2$

Appuis : $M_{max} = 28.79 \text{ KN.m}$

Travées : $M_{max} = 19.46 \text{ KN.m}$

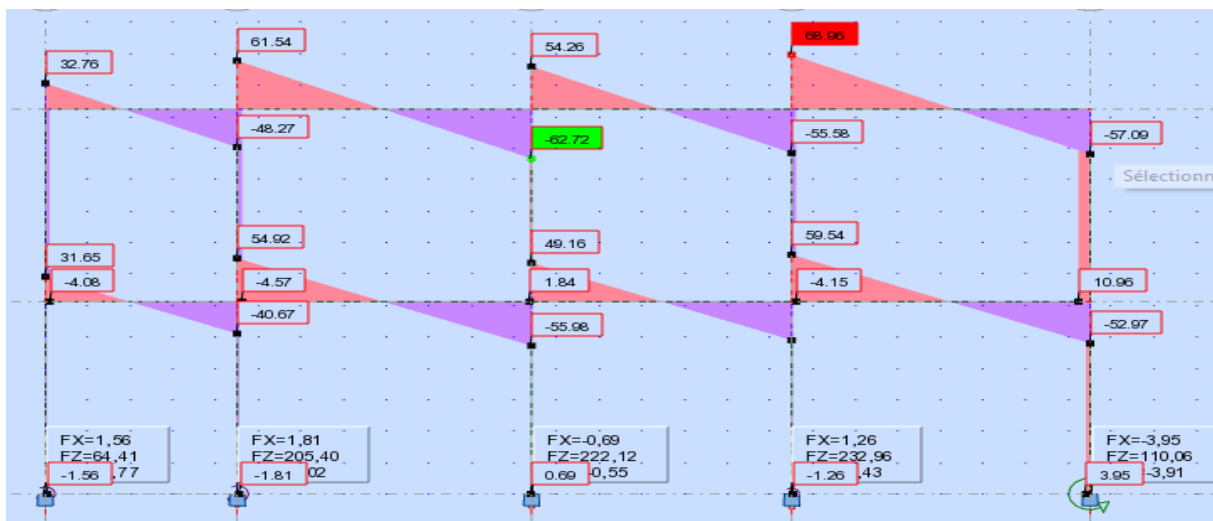


Figure IV.3 : Les efforts tranchant à ELU

d) Ferrailage de poutre principale

1) Armatures longitudinales

Calcul à ELU :

1) En travée :

Travées : $M_{max} = 26.62$ KN.m

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

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}).$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$d = (30 - 2.5) = 27.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bc}} = \frac{26.62 \times 10^3}{30 \times 22.5^2 \times 14.16} = 0.099 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.099 \leq \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{oui} \rightarrow A_{S'} = 0$$

Donc :

Tableau 6

$$\alpha = 0.0131$$

$$\beta = 0.947$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot A}$$

Donc :

$$\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \sigma_s d} = \frac{26.62 \times 10^3}{0.947 \times 22.5 \times 347.82} = 2.94 \text{ cm}^2$$

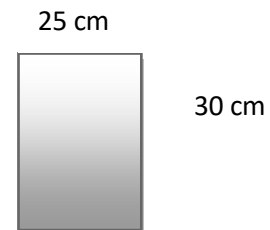
$$A_s = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.82 \Rightarrow \text{(BAEL)}$$

$$A_{min} \geq 0.5\% b \cdot d = 3.43 \Rightarrow \text{(RPA)}$$

$$\text{Le choix : } 6HA10 \Rightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2$$



2) En appuis :

Appuis : $M_{max} = 39.40$ KN.m

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

$$d = (30 - 2.5) = 27.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 F_{bc}} = \frac{39.40 \times 10^3}{30 \times 22.5^2 \times 14.16} = 0.0147 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.0147 \leq \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{oui} \rightarrow A_S' = 0$$

Donc :

Tableau 6

$$\alpha = 0.200$$

$$\beta = 0.991$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot A}$$

Donc :

$$\varepsilon_{st} = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{Mu}{\beta \sigma_s d} = \frac{39.40 \times 10^3}{0.947 \times 22.5 \times 347.82} = 4.48 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.82 \Rightarrow (\text{BAEL})$$

$$A_{\min} \geq 0.5\% b \cdot d = 3.43 \Rightarrow (\text{RPA})$$

Le choix : 4HA12 $\Rightarrow A_0 = 4.52 \text{ cm}^2$

ELS

$$M_{tser} = 19.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{26.62}{19.46} = 1.36$$

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$0.2 < 0.43 \rightarrow CV$$

2) Vérification du cisaillement

$v_u = 68.96 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 1.00 \text{ MPa}$

$\tau_{\bar{u}} = \min [0.20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5] \Rightarrow \tau_{\bar{u}} = 25 \text{ Mpa}$

$\tau_u < \tau_{\bar{u}}$

Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_{ulim} = \min (0.13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u < \tau_{\bar{u}} \dots\dots\dots \text{CV}$

• Calcul des armatures transversales :

$\phi t \leq \min [h / 35 ; \phi t_{min}; b / 10]$

$\phi t \leq \min [300 / 35 = 8.57 ; \phi t_{min} = 12 ; 250 / 10 = 25]$

donc $\phi t = 12 \text{mm}$

• Espacement des armatures transversales :

$A_t = (n \times \pi \times \phi t^2) / 4 = (5 \times 3,14 \times 12^2) / 4 = 565.2 \text{ mm}^2 = 5.652 \text{ cm}^2$

$1 - St \leq \min [0,9 \times d; 40] (\text{cm})$

$St \leq \min [(0,9 \times 27.5) = 24.75 ; 40] (\text{cm}) \rightarrow st \leq 24.75 \text{ (cm)}$

$2 - St \leq (A_t \times f_e) / (b \times 0,4) = St \leq (5.652 \times 235) / (90 \times 0,4) = 36.89 \text{ (cm)}$

$3 - St \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times \tau_u - (0,3 \times f_{tj} \times K)}$

$St \leq \frac{0,8 \times 235 \times 5.62 \times (\sin 90 + \cos 90)}{90 \times 1 - (0,3 \times 2,1 \times 1)} = 35.57 (\text{cm})$

$St \leq \min [st1; st2 ; st3]$

$St \leq 24.75$

Position de premier cours à une distance st 2 de l'appui $24.75 / 2 = 12.37$

Donc : premier cours et 15 cm.

Ferraillage des poutres : tableau 10

RDC et étage	As cm ²	choix	As cm ²	Vérification	
		2.94	6HA10	4.71	RPA
travée				3.43	0.82
appuis	4.48	4HA12	4.52	3.43	0.82

IV .2 Les poteaux

IV .2 Calcul des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal << N >> et à un moment de flexion << M >>. Donc, les poteaux sont sollicités en flexion composée.

IV.2.2.1Recommandations des RPA99/Version 2003

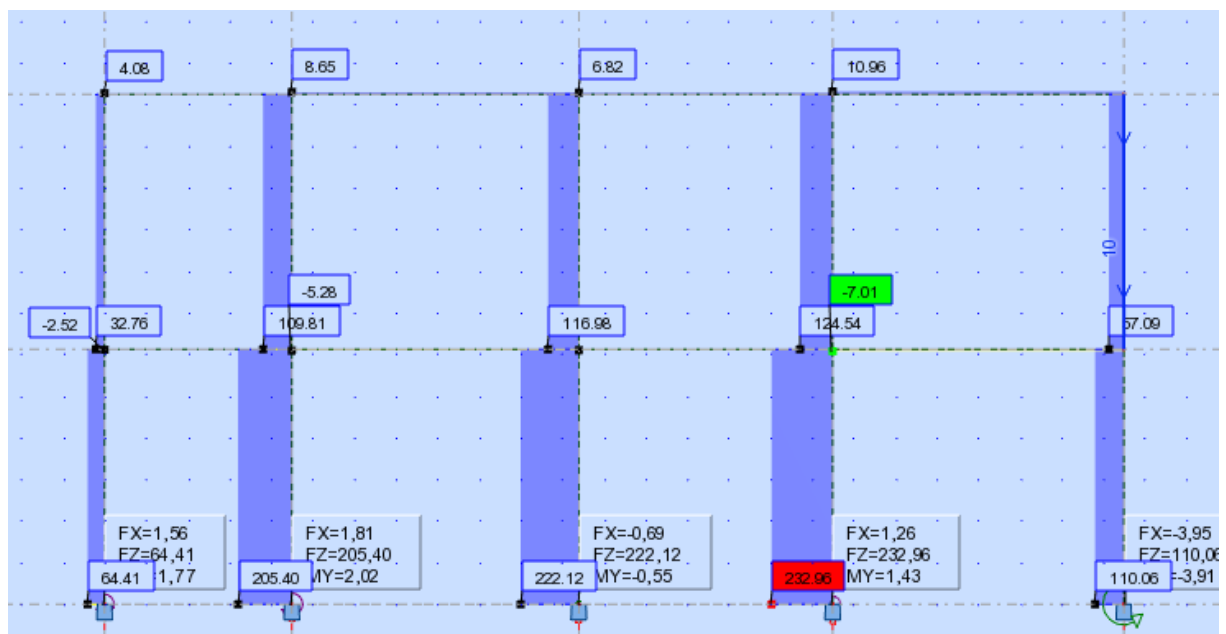


Figure IV.1 : l'effort normal à L' ELU

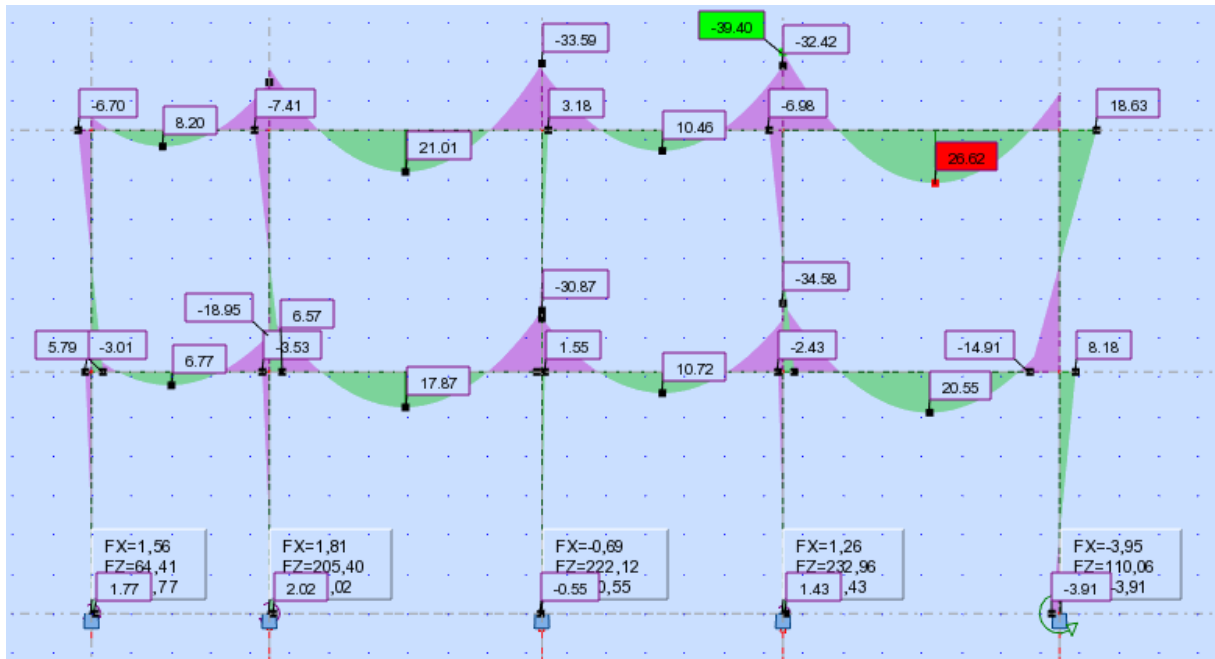


Figure IV.2 : les moments à L' ELU

IV.2.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

- **Calcul à la flexion composée (Fs +c) section carrée à ELU**

	γ_b	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.20	1.15	400	348

➤ **Par logiciel robot**

$N_{max}=232.96KN$; $M_{corr}=2.43 KN.m$

Poteau 25 x 25 cm

Section rectangulaire à ELU :

$(0.337h-0.8d') b \times h f_{bu} \leq N_u (d-d') -M1$

Avec

$M1 = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) = 25.726$

$56,86 > 20.86 \Rightarrow S.P.C$

SPC

Si $l_f / h \leq \max (15 ; 20 e_1 / h)$ avec

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2.43}{232.96} = 0.0104$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l^2 / 50) = \max (2 \text{ cm} ; 306^2 / 50) = \max (2 \text{ cm} ; 1,22) = 2 \text{ cm}$$

Donc : $e_1 = e_0 + e_a = 0.0104 + 2 = 0.124 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \text{ avec } \phi = 2 \alpha = \frac{MG}{MG + MQ}$$

$$MG_{\text{étage}} = \frac{G_{\text{étage}} \times l^2}{8} = \frac{5,53 \times 3,06^2}{8} = 6,47 \text{ KN. m}$$

$$MG_{\text{Terasse}} = \frac{G_{\text{Terasse}} \times l^2}{8} = \frac{6,95 \times 3,06^2}{8} = 8.13 \text{ KN. m}$$

$$MQ_{\text{étage}} = \frac{Q_{\text{étage}} \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 3,06^2}{8} = 1,76 \text{ KN. m}$$

$$MQ_{\text{Terasse}} = \frac{Q_{\text{Terasse}} \times l^2}{8} = \frac{1 \times 3,06^2}{8} = 1,17 \text{ KN.m}$$

$$MG = MG_{\text{étage}} + MG_{\text{Terasse}} = 14.6 \text{ KN. m}$$

$$MQ = MQ_{\text{étage}} + MQ_{\text{Terasse}} = 2.93 \text{ KN. m}$$

Donc: $\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = 0.83$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \times 0.7 \times 306^2}{10^4 \times 25} (2 + 2 \times 0.83) = 2.87 \text{ cm}$$

$$e' = e_0 + e_a + e_2$$

$$e' = 0.0104 + 2 + 2.87 = 4.88 \text{ cm}$$

Sollicitations corrigées : $Nu' = Nu$

$$Mu' = Nu' (e_0 + e_a + e_2) = Nu' e'$$

$$Mu' = 232.96 (0.0104 + 2 + 2,86) = 11.36 \text{ KN.m}$$

$$M1' = Mu' + Nu' (d - h / 2) = Nu' (e' + d - h / 2)$$

$$M1' = 34.66 \text{ KN.m}$$

➤ **En utilisant l'organigramme de la flexion simple :**

$$\mu = \frac{M1'}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34.66 \times 10^3}{25 \times 22,5^2 \times 14,16} = 0.193$$

$$\mu \leq \mu_L$$

$$0,193 \leq 0,392 \text{ Oui vérifié } A's=0$$

$$\alpha = 0.1879$$

$$\beta = 0.924$$

$$A_s = \frac{M'1}{(\beta \times d \times \sigma_{st})} - \frac{NU}{\sigma_{st}} = \frac{34.66 \times 10^3}{0.924 \times 347.826 \times 22.5} - \frac{232.96 \times 10}{347.826} = -1.904 \text{ cm}^2$$

Tableau 11 , calcule le ferrailage de poteaux

		SPC		
ELU	$N_{\min} = 7.01 \text{KN}$ $M_{\text{corr}} = 2.43 \text{KN.m}$		$M_{\max} = 18.63 \text{KN.m}$ $N_{\text{corr}} = 57.09 \text{KN}$	
	e_0	0.33m	e_0	0.326m
	e_1	0.35m	e_1	0.346m
	e'	0.708m	e'	0.7007m
	$M'1$	4.96m	$M'1$	39.96m
	μ	0.0276	μ	0.222
	β	0.9865	β	0.873
	A'	0	A'	0
	A_{s1}	0.44 cm ²	A_{s2}	4.20cm ²

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.679 \text{cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 0.007 \times 25 \times 25 = 4.38 \text{cm}^2$$

- **Le choix de ferrailage :**

$$A_s = \max [A_{s1} ; A_{s2} ; A_{s3} ; A_{\min} ; A_{\min RPA}]$$

$$\rightarrow A_s = 4.38 \text{ cm}^2 \rightarrow AS = 6HA10 = 4.71 \text{cm}^2$$

➤ **Calcule de ferrailage à la compression simple :**

Poteau 25 X 25

NU = 232.96 KN

$\lambda = 35$

Br = 162.79 cm

- ✓ **Schéma statique de ferrailage des poteaux**

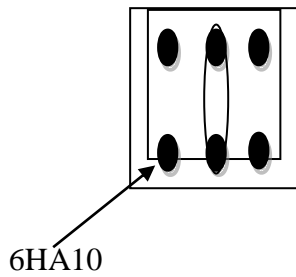


Figure 19 : Schéma statique de ferrailage des poteaux

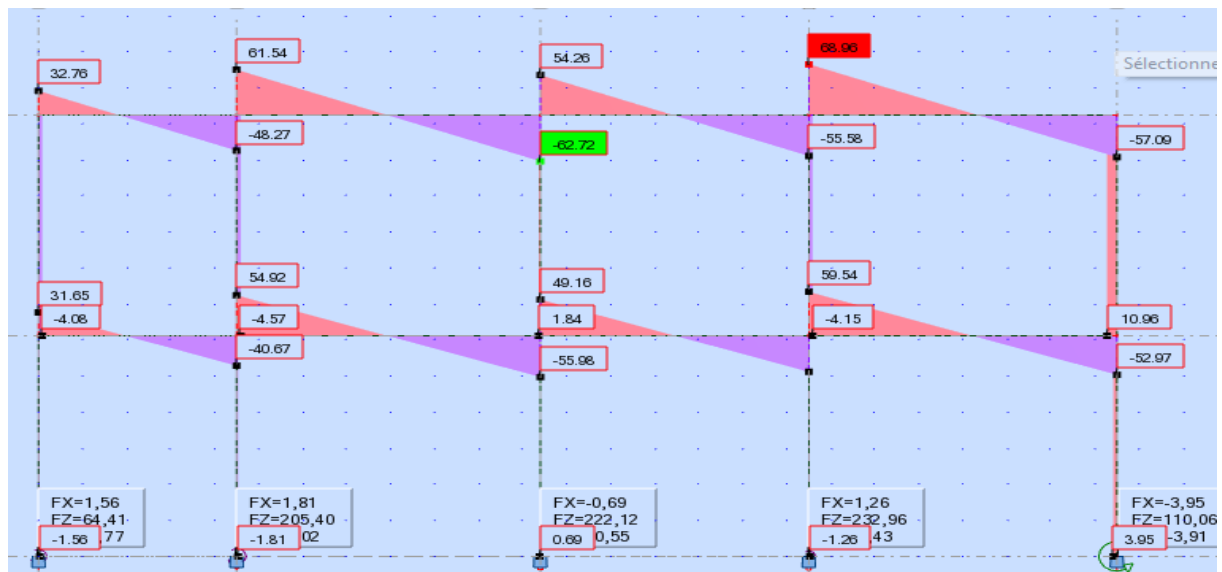


Figure IV.20 : Les Effort tranchant de poteaux à ELU

Selon le CBA93 :

$$\tau_u < \tau = \min \left\{ \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \right\} \text{ Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u < \tau = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Poteau 25x25 cm²

$$\tau_{u1} = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{57.09 \times 10^3}{250 \times 225} = 1.0149 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.20 \times 25 / 1.5 = 3.33 \text{ MPa} \quad \overline{\tau_u} > \tau_{u1} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

4.2.1. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min [h / 35 ; \phi_l \text{ min} ; b / 10] \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales :

$$1. St \leq \min [0.9d ; 40] \Rightarrow St = 20.25 \text{ cm}$$

$$2. St \leq \frac{At \times f_e}{0.4 \times b} ; At = n \times \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 1.97 \text{ le choix : } 3\text{HA}10 = 2.36$$

$$\Rightarrow St = 78.8 \text{ cm.}$$

$$3 - St \leq \frac{0.8 \times f_e \times At \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b \times \tau_u - (0.3 \times f_{tj} \times K)} = \frac{0.8 \times 400 \times 1.97 \times 100}{250 (1.01 - (0.3 \times 2.1 \times 1))} = 66.357 \text{ cm}$$

Avec : $\alpha = 90$ fissuration peu nuisible.

$$St = \min (St1; St2; St3) \Rightarrow St = 20.25 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 version 2003**En Zone nodale :**

$$1. st \leq (h/4 ; 12\phi_t) \Rightarrow St = 6.25 \text{ cm} \Rightarrow St = 7 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$2. St \leq h/2 \Rightarrow St = 12.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

Vérification :

Zone nodale :

$$At_{min} = 0.003 \times St \times b = 0.75 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Zone courante : } At_{min} = 0.003 \times St \times b = 1.5 \text{ cm}^2 .$$

IV.3 Etude des fondations

IV.3.1 Définition des fondations

Les fondations désignent la partie d'une structure, telle qu'un bâtiment ou un pont, qui est en contact direct avec le sol et qui transfère efficacement les charges de la structure vers le sol sous-jacent. Elles sont essentielles pour assurer la stabilité, la solidité et la durabilité de la construction en répartissant uniformément le poids de la structure sur le sol. Les fondations peuvent varier en fonction de divers facteurs, tels que le type de sol, la charge supportée par la structure, les conditions climatiques et les réglementations locales en matière de construction.

IV.3.2 Types de fondations

Il existe plusieurs types de fondations, chacun adapté à des conditions spécifiques du sol, à la charge de la structure et aux exigences du projet de construction. Voici quelques-uns des types de fondations les plus courants :

1. Fondations superficielles :

- Fondations en semelles isolées : Ce sont des fondations constituées de semelles en béton armé sous chaque colonne ou mur porteur de la structure.
- Fondations en semelles continues : Elles sont similaires aux semelles isolées, mais elles s'étendent sous plusieurs colonnes ou murs porteurs, ce qui répartit la charge sur une plus grande surface.
- Fondations en radier : Il s'agit d'une dalle de béton armé coulée directement sur toute la surface du sol, répartissant uniformément la charge de la structure.

2. Fondations profondes :

- Pieux : Des éléments structurels en bois, en acier ou en béton sont enfoncés profondément dans le sol jusqu'à ce qu'ils atteignent une couche de sol stable ou une roche résistante. Ils transfèrent les charges de la structure par friction latérale et/ou par résistance à la pointe.
- Micro pieux : Ce sont des pieux de petit diamètre utilisés dans des espaces restreints ou lorsque les conditions du sol ne permettent pas l'utilisation de pieux conventionnels.
- Rideaux de palplanches : Des feuilles métalliques ou en béton sont enfoncées verticalement dans le sol pour créer un mur de soutènement et empêcher l'affaissement du sol.

- Barrettes de béton : Elles sont similaires aux semelles continues mais sont plus profondes et peuvent supporter des charges plus importantes

IV.3.3 Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol

➤ Etude du sol :

Dans notre cas, le résultat de l'étude géotechnique nous donne la contrainte admissible du sol qui est égal à 2bars.

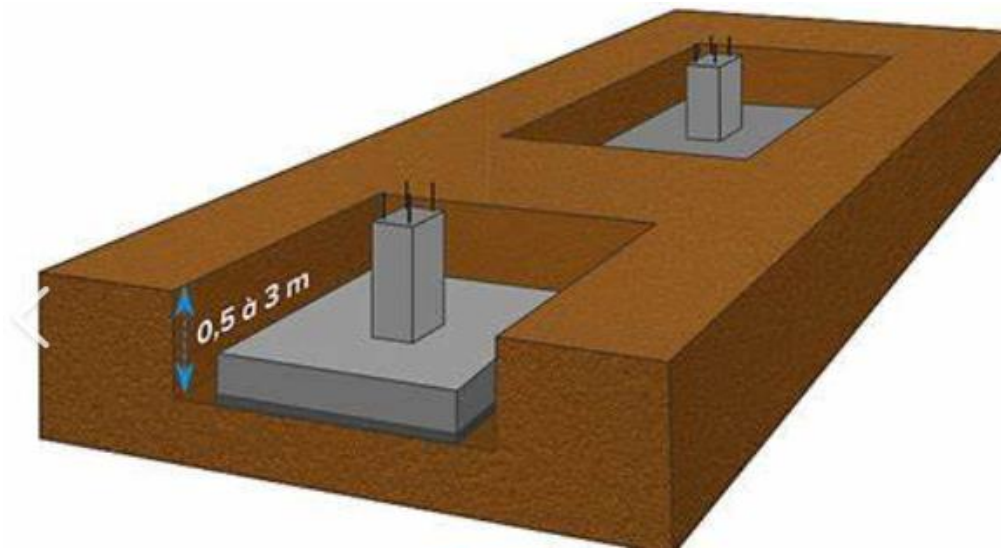


Figure IV.3 Les fondation isolée

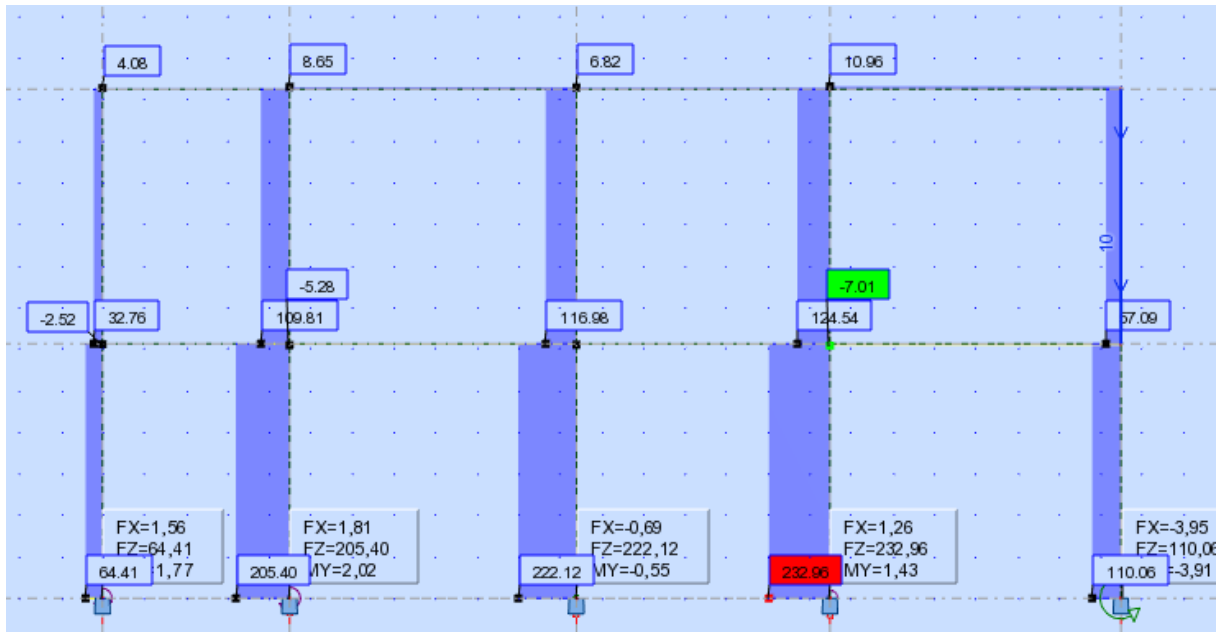


Figure IV.1 : l'effort normal à L' ELU pour LE 1^{ère} portique

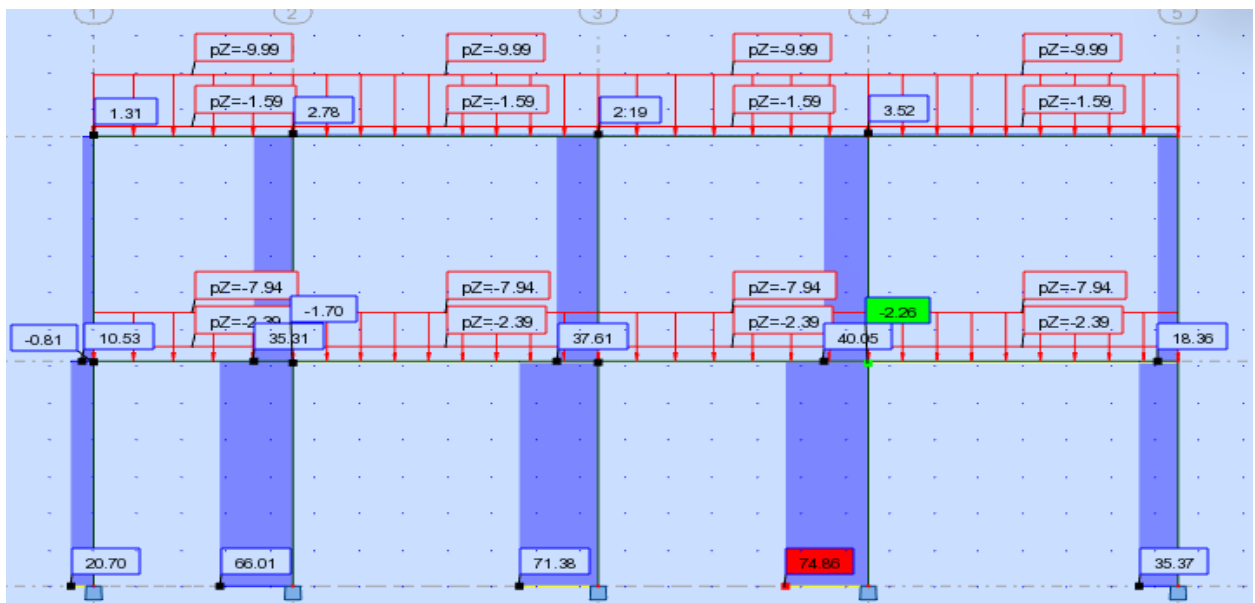


Figure IV.1 : l'effort normal à L' ELU pour LE 2^{ème} portique

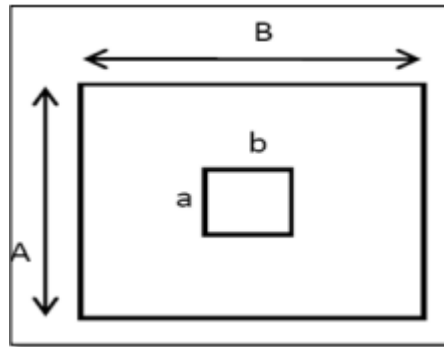


Figure IV.4 les dimensions de la semelle et du poteau

IV.3.3 Dimensionnement d'une semelle isolée sous un poteau :

Avec :

$a ; b$: Les dimensions du poteau.

$A ; B$: Les dimensions de la semelle isolée.

IV.4.2. Calcul de surface revenant à la semelle :

La surface de la semelle est donnée par :

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{s} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$s \geq \frac{Nu}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k$$

$$D = \frac{A-a}{4}$$

$$H = d + 0.05$$

➤ **Semelle 01 exple :**

$$s \geq \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \frac{232.96 \times 10^2}{2} = 11648$$

$$A=b \rightarrow A = \sqrt{s} = 107.92 \text{ cm}$$

Donc : $A = B = 110 \text{ cm} = 1.10 \text{ m}$

$$D = \frac{A-a}{4} = \frac{1.10-0.25}{4} = 0.2125 \text{ m}$$

$$H = d + 0.05 = 0.26 \text{ m}$$

Tableau 12. Les résultats obtenus dans les semelles

	Semelle 01	Semelle 02
Nu (KN)	232.96	74.86
A (m)	1.10	0.61
D (m)	0.2125	0.09
H (m)	0.26	0.14

➤ **Calcule le ferrailage :**

Semelle 01 :

$$A_x = A_y = \frac{Nu (A-a)}{\gamma x d x f e} = \frac{232.96 (110-25) x 1.15}{8 x 400 x 5} = 1.42 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Semelle 02 :

$$A_x = A_y = \frac{Nu (A-a)}{\gamma x d x f e} = \frac{74.86 x (61-25) x 1.15}{8 x 400 x 5} = 0.35 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3HA6 = 0.85 \text{ cm}^2$

Tableau 13.les résultats de ferrailage des semelles

	Nu	$A_x = A_y$	Le choix	$A_{sx} = A_{sy}$
Semelle 01	232.96	1.42	4HA10	3.14
Semelle 02	71.36	0.35	3HA6	0.85

Conclusion

Conclusion générale :

Le projet de fin de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de licence en Génie Civile. Ce projet a été pour moi l'occasion de mettre à l'épreuve mes connaissances acquises depuis le début de mes trois années d'études universitaires.

Les étapes de calculs de ce projet ont été un moyen pratique pour mieux comprendre la phase d'étude que doit un projet avant de passer à la phase d'exécution.

Ce travail m'a permis d'une part d'assimiler les différentes techniques de calcul, la maîtrise des réglementations régissant les principes de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment (CBA 93 et RPA 99 version 2003)).

Et d'autre part ce projet qui constitue pour moi une première expérience, m'a montré que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est important et très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des Sciences de l'ingénieur, ainsi que les logiciels « ROBOT et AUTOCAD ».

Référence

Référence

⇒ Règlements:

_ RPA99V2003 : Règles parasismiques algériennes.

_ CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.

_ DTR B.C.2.2 : Document technique règlementaire (charges et surcharges).

_ DTR B.C.2.42 : Document technique réglementaires (règles de conception et de calcul des parois et murs en béton armé).

⇒ Les livres :

_ Jean-Marie Husson ; Etude des structures en béton armé (BAEL91R99).

_ Jean-Paul Jaccoud ; Dimensionnement des structures en béton.

⇒ Logiciels _ AUTOCAD 2018. _Autodesk Robot 2016

ANNEXE

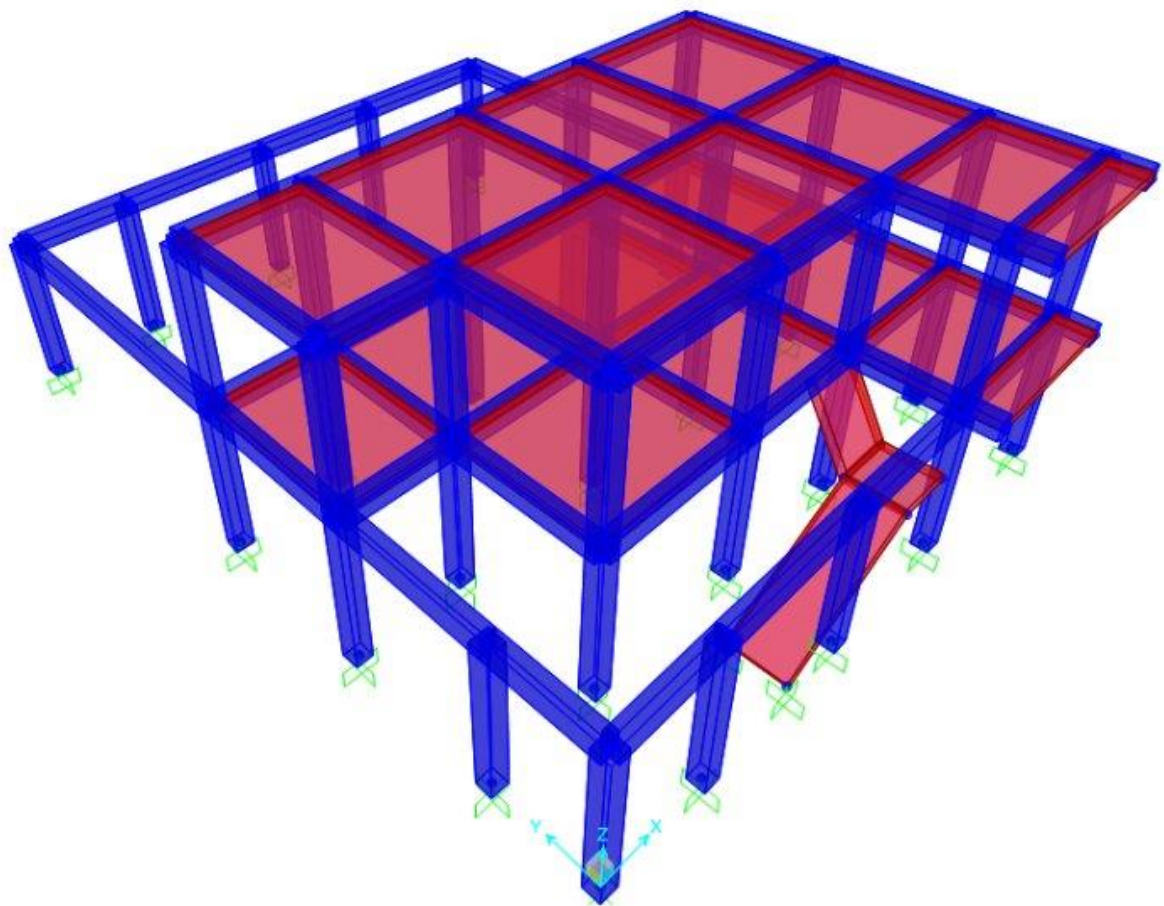


Figure 1. Présentation du bâtiment étudié

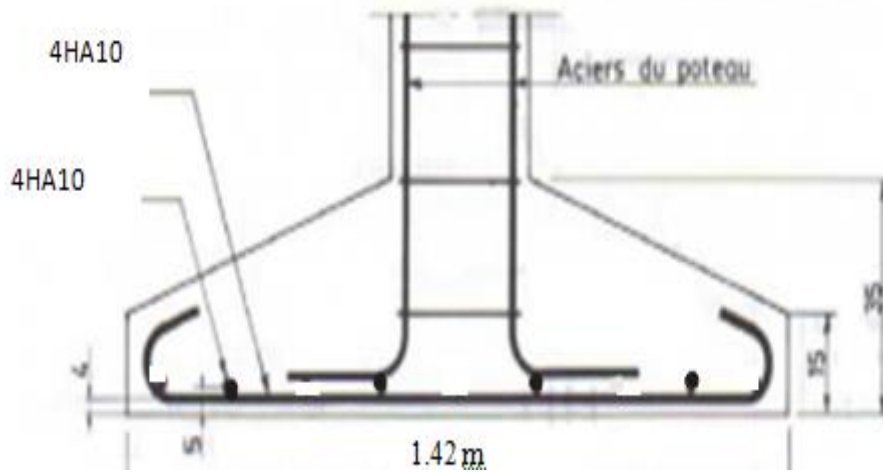


Figure 2.ferrailage de semelle 01

Tableau Ferrailage des semelles

N	Coffrage (m)			ferrailage		coff		ferr	
	A	B	H	<u>Ax</u>	<u>Bx</u>	a	b	AL	c
S1	1.10	1.10	0.26			25	25	4HA10	5
S2	0.60	0.60	0.14			25	25	3HA6	5

Tableau 6

Etat-limite ultime de résistance

diagramme rectangulaire. Valeurs de α , β et $1000 \epsilon_s$ en fonction de μ
voir formulaire, chapitre II-C-2.

μ	α	β	$1000 \epsilon_s$	μ	α	β	$1000 \epsilon_s$	μ	α	β	$1000 \epsilon_s$
0,000	0,0000	1,000	10	0,080	0,1044	0,958	10	0,160	0,2193	0,912	10
0,002	0,0025	0,998	10	0,082	0,1071	0,957	10	0,162	0,2223	0,911	10
0,004	0,0050	0,998	10	0,084	0,1099	0,956	10	0,164	0,2253	0,910	10
0,006	0,0075	0,997	10	0,086	0,1126	0,955	10	0,166	0,2284	0,909	10
0,008	0,0100	0,996	10	0,088	0,1154	0,954	10	0,168	0,2314	0,907	10
0,010	0,0126	0,995	10	0,090	0,1181	0,953	10	0,170	0,2344	0,906	10
0,012	0,0151	0,994	10	0,092	0,1209	0,952	10	0,172	0,2376	0,905	10
0,014	0,0176	0,993	10	0,094	0,1236	0,951	10	0,174	0,2406	0,904	10
0,016	0,0201	0,992	10	0,096	0,1264	0,949	10	0,176	0,2438	0,902	10
0,018	0,0227	0,991	10	0,098	0,1291	0,948	10	0,178	0,2469	0,901	10
0,020	0,0252	0,990	10	0,100	0,1320	0,947	10	0,180	0,2500	0,900	10
0,022	0,0279	0,989	10	0,102	0,1348	0,946	10	0,182	0,2531	0,899	10
0,024	0,0304	0,988	10	0,104	0,1376	0,945	10	0,184	0,2562	0,898	10
0,026	0,0330	0,987	10	0,106	0,1404	0,944	10	0,186	0,2594	0,896	10
0,028	0,0355	0,986	10	0,108	0,1431	0,943	10	0,188	0,2626	0,895	9,93
0,030	0,0381	0,985	10	0,110	0,1460	0,942	10	0,190	0,2658	0,894	9,67
0,032	0,0406	0,984	10	0,112	0,1489	0,940	10	0,192	0,2689	0,892	9,52
0,034	0,0432	0,983	10	0,114	0,1517	0,939	10	0,194	0,2721	0,891	9,36
0,036	0,0459	0,982	10	0,116	0,1546	0,938	10	0,196	0,2753	0,890	9,21
0,038	0,0485	0,981	10	0,118	0,1574	0,937	10	0,198	0,2785	0,889	9,07
0,040	0,0510	0,980	10	0,120	0,1603	0,936	10	0,200	0,2818	0,887	8,92
0,042	0,0536	0,979	10	0,122	0,1631	0,935	10	0,202	0,2850	0,886	8,78
0,044	0,0562	0,978	10	0,124	0,1660	0,934	10	0,204	0,2882	0,885	8,64
0,046	0,0589	0,976	10	0,126	0,1689	0,932	10	0,206	0,2915	0,883	8,51
0,048	0,0615	0,975	10	0,128	0,1719	0,931	10	0,208	0,2948	0,882	8,37
0,050	0,0641	0,974	10	0,130	0,1748	0,930	10	0,210	0,2980	0,881	8,24
0,052	0,0667	0,973	10	0,132	0,1776	0,929	10	0,212	0,3013	0,879	8,12
0,054	0,0694	0,972	10	0,134	0,1805	0,928	10	0,214	0,3046	0,878	7,99
0,056	0,0721	0,971	10	0,136	0,1835	0,927	10	0,216	0,3079	0,877	7,87
0,058	0,0747	0,970	10	0,138	0,1864	0,925	10	0,218	0,3112	0,876	7,75
0,060	0,0774	0,969	10	0,140	0,1894	0,924	10	0,220	0,3146	0,874	7,63
0,062	0,0801	0,968	10	0,142	0,1923	0,923	10	0,222	0,3179	0,873	7,51
0,064	0,0828	0,967	10	0,144	0,1953	0,922	10	0,224	0,3212	0,872	7,40
0,066	0,0854	0,966	10	0,146	0,1983	0,921	10	0,226	0,3246	0,870	7,28
0,068	0,0881	0,965	10	0,148	0,2013	0,919	10	0,228	0,3280	0,869	7,17
0,070	0,0907	0,964	10	0,150	0,2041	0,918	10	0,230	0,3315	0,867	7,06
0,072	0,0935	0,963	10	0,152	0,2071	0,917	10	0,232	0,3349	0,866	6,95
0,074	0,0962	0,962	10	0,154	0,2101	0,916	10	0,234	0,3383	0,865	6,85
0,076	0,0989	0,960	10	0,156	0,2131	0,915	10	0,236	0,3417	0,863	6,74
0,078	0,1016	0,959	10	0,158	0,2162	0,914	10	0,238	0,3451	0,862	6,64

Etat-limite ultime de résistance

μ	α	β	$1000 \epsilon_s$	μ	α	β	$1000 \epsilon_s$	μ	α	β	$1000 \epsilon_s$
0,240	0,3486	0,861	6,54	0,320	0,6000	0,800	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565
0,242	0,3521	0,859	6,44	0,322	0,6041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524
0,244	0,3556	0,858	6,34	0,324	0,6083	0,797	3,386	0,404	0,7023	0,719	1,484
0,246	0,3591	0,856	6,25	0,326	0,6126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444
0,248	0,3626	0,855	6,15	0,328	0,6169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403
0,250	0,3661	0,854	6,06	0,330	0,6211	0,792	3,217	0,410	0,7196	0,712	1,364
0,252	0,3696	0,852	5,97	0,332	0,6254	0,790	3,162	0,412	0,7254	0,710	1,324
0,254	0,3732	0,851	5,88	0,334	0,6297	0,788	3,107	0,414	0,7312	0,707	1,284
0,256	0,3768	0,849	5,79	0,336	0,6341	0,786	3,053	0,416	0,7370	0,705	1,245
0,258	0,3804	0,848	5,70	0,338	0,6385	0,785	3,000	0,418	0,7428	0,702	1,205
0,260	0,3840	0,846	5,62	0,340	0,6429	0,783	2,947	0,420	0,7486	0,700	1,166
0,262	0,3876	0,845	5,53	0,342	0,6474	0,781	2,894	0,422	0,7544	0,697	1,126
0,264	0,3913	0,843	5,45	0,344	0,6518	0,779	2,843	0,424	0,7602	0,695	1,089
0,266	0,3949	0,842	5,36	0,346	0,6563	0,777	2,792	0,426	0,7660	0,692	1,051
0,268	0,3985	0,841	5,28	0,348	0,6608	0,776	2,742	0,428	0,7718	0,690	1,013
0,270	0,4022	0,839	5,20	0,350	0,6654	0,774	2,690	0,430	0,7776	0,687	0,974
0,272	0,4059	0,838	5,12	0,352	0,6699	0,772	2,641	0,432	0,7834	0,684	0,936
0,274	0,4096	0,836	5,04	0,354	0,6745	0,770	2,592	0,434	0,7892	0,682	0,898
0,276	0,4134	0,835	4,97	0,356	0,6791	0,768	2,544	0,436	0,7950	0,679	0,860
0,278	0,4171	0,833	4,89	0,358	0,6838	0,766	2,495	0,438	0,8009	0,676	0,822
0,280	0,4209	0,832	4,82	0,360	0,6885	0,765	2,447	0,440	0,8070	0,673	0,784
0,282	0,4246	0,830	4,74	0,362	0,6933	0,763	2,399	0,442	0,8132	0,670	0,746
0,284	0,4284	0,829	4,67	0,364	0,6981	0,761	2,352	0,444	0,8194	0,667	0,708
0,286	0,4322	0,827	4,60	0,366	0,7029	0,759	2,305	0,446	0,8256	0,664	0,670
0,288	0,4361	0,826	4,53	0,368	0,7078	0,757	2,258	0,448	0,8318	0,661	0,633
0,290	0,4399	0,824	4,46	0,370	0,7126	0,755	2,213	0,450	0,8381	0,658	0,595
0,292	0,4437	0,823	4,39	0,372	0,7175	0,753	2,168	0,452	0,8444	0,655	0,557
0,294	0,4476	0,821	4,32	0,374	0,7225	0,751	2,122	0,454	0,8507	0,652	0,519
0,296	0,4516	0,819	4,25	0,376	0,7275	0,749	2,078	0,456	0,8570	0,648	0,481
0,298	0,4555	0,818	4,18	0,378	0,7325	0,747	2,034	0,458	0,8633	0,645	0,443
0,300	0,4595	0,816	4,12	0,380	0,7376	0,745	1,990	0,460	0,8696	0,641	0,404
0,302	0,4634	0,815	4,05	0,382	0,7427	0,743	1,946	0,462	0,8759	0,638	0,366
0,304	0,4674	0,813	3,99	0,384	0,7479	0,741	1,903	0,464	0,8822	0,634	0,327
0,306	0,4714	0,811	3,92	0,386	0,7531	0,739	1,859	0,466	0,8885	0,630	0,288
0,308	0,4754	0,810	3,86	0,388	0,7584	0,737	1,816	0,468	0,8948	0,626	0,249
0,310	0,4795	0,808	3,80	0,390	0,7637	0,735	1,773	0,470	0,9011	0,622	0,210
0,312	0,4835	0,807	3,74	0,392	0,7691	0,733	1,731	0,472	0,9074	0,618	0,171
0,314	0,4876	0,805	3,68	0,394	0,7745	0,730	1,689	0,474	0,9137	0,614	0,132
0,316	0,4918	0,803	3,62	0,396	0,7799	0,728	1,648	0,476	0,9200	0,610	0,093
0,318	0,4959	0,802	3,56	0,398	0,7854	0,726	1,607	0,478	0,9263	0,605	0,054

TABLEAU 06

BR

315

Annexes

Annexes

314



Figure 3. Plan de coffrage niveaux +6.12

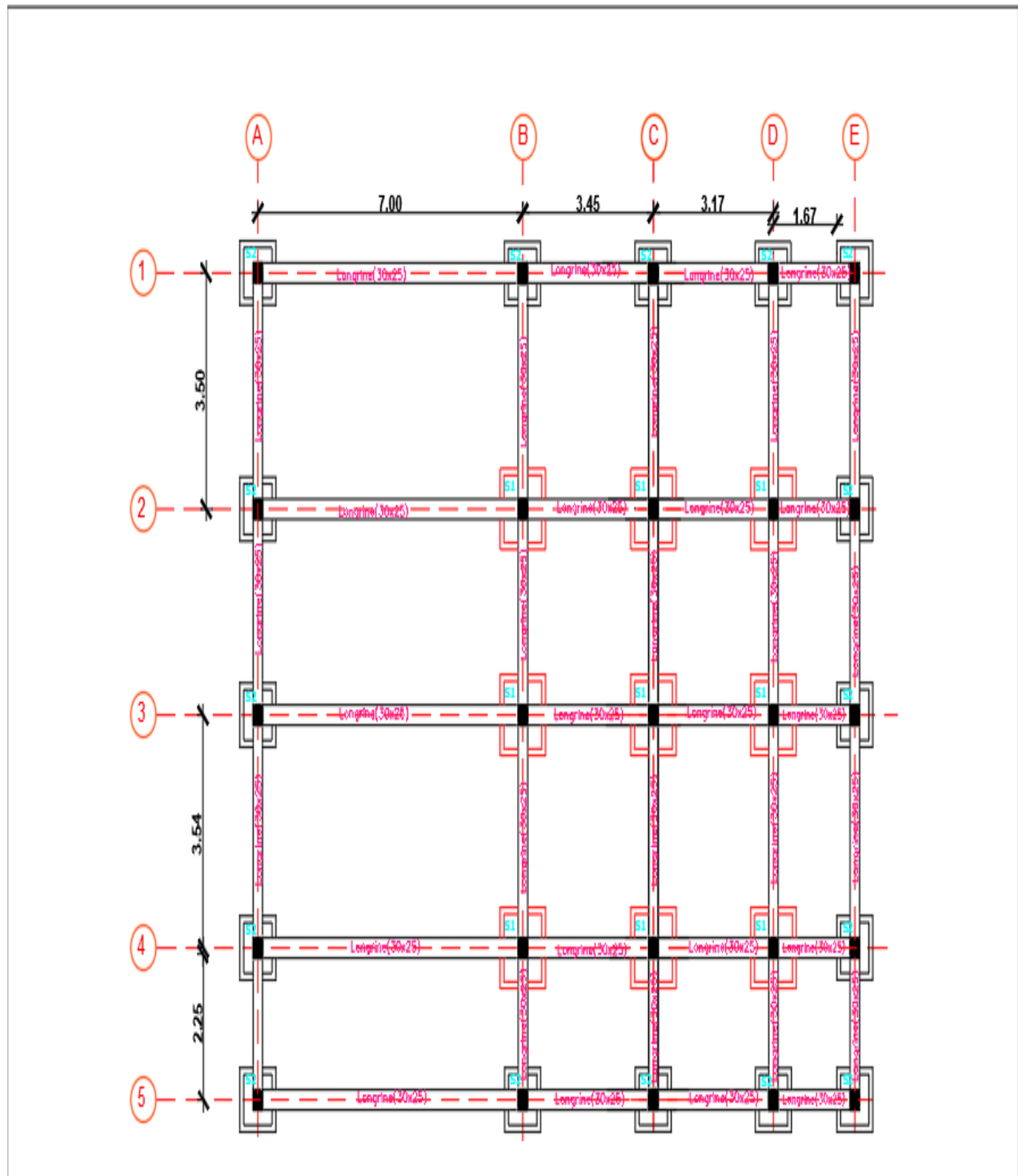


Figure 4. plan de fondation

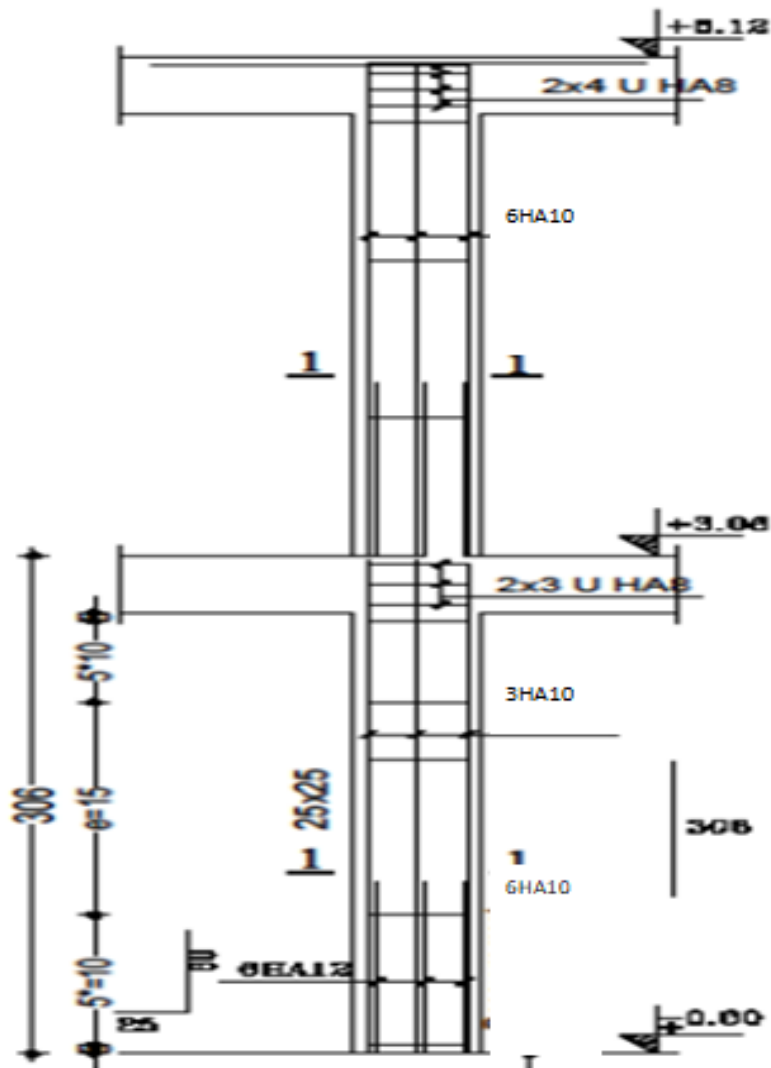


Figure 5. Ferrailage de poteaux

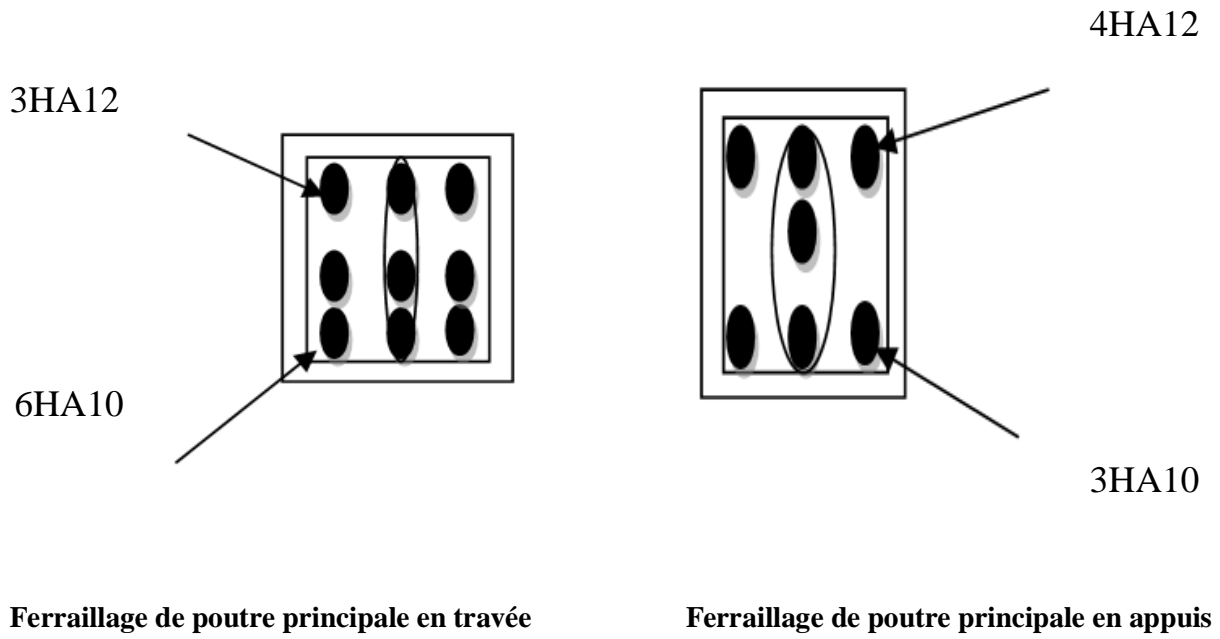


Figure 6. Ferrailage de poutre principal

Escalier :

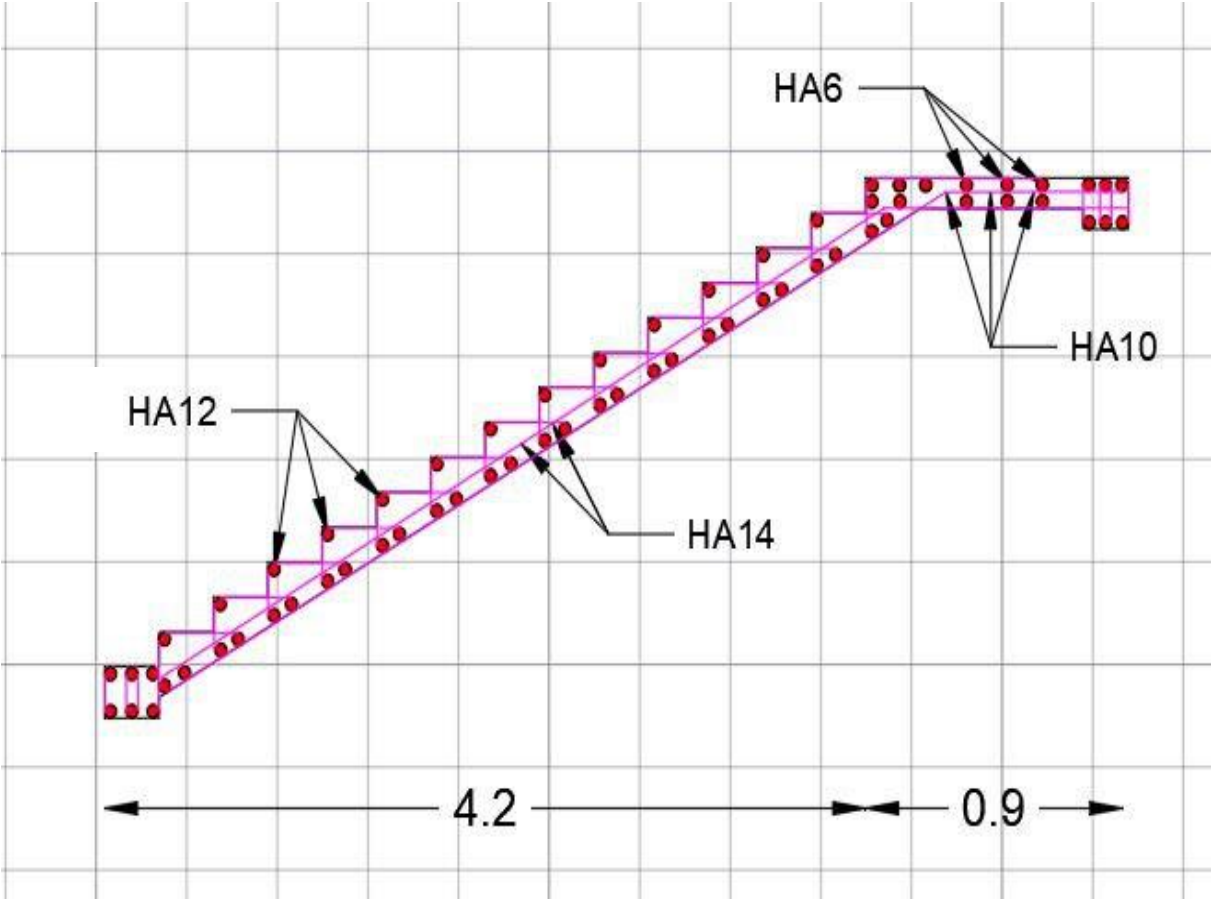


Figure 8. Ferrailage d'escalier

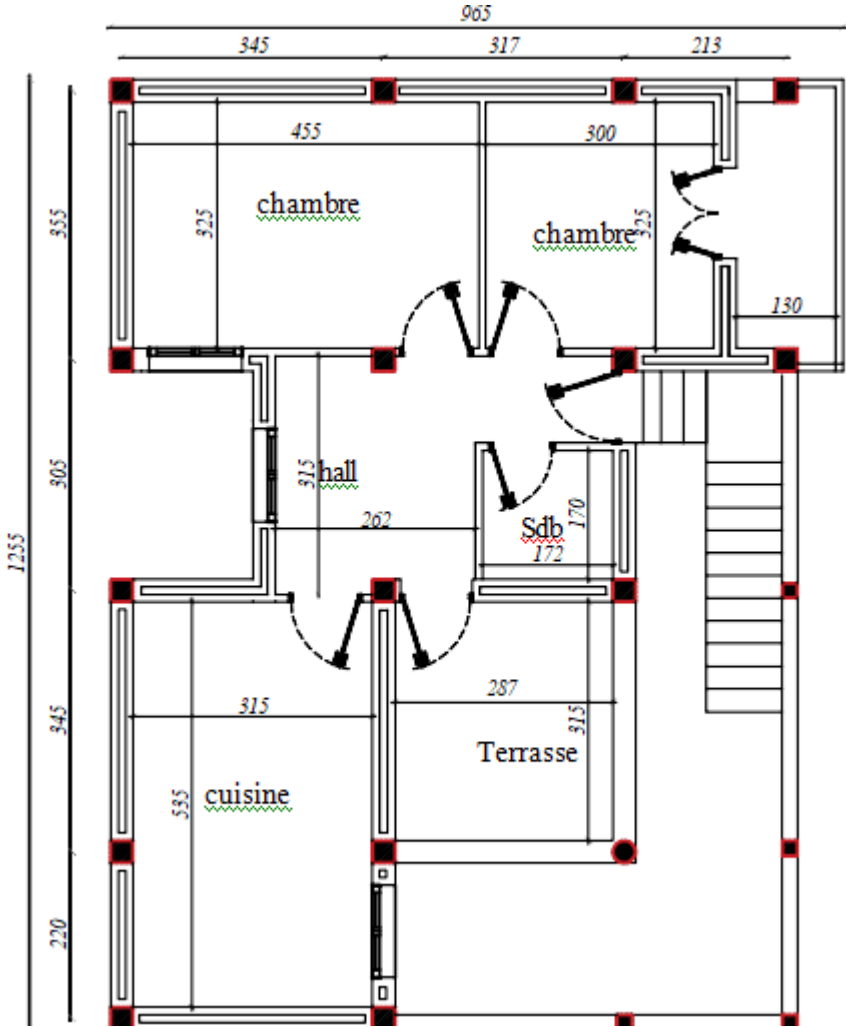


Figure 9. Plan de l'étage

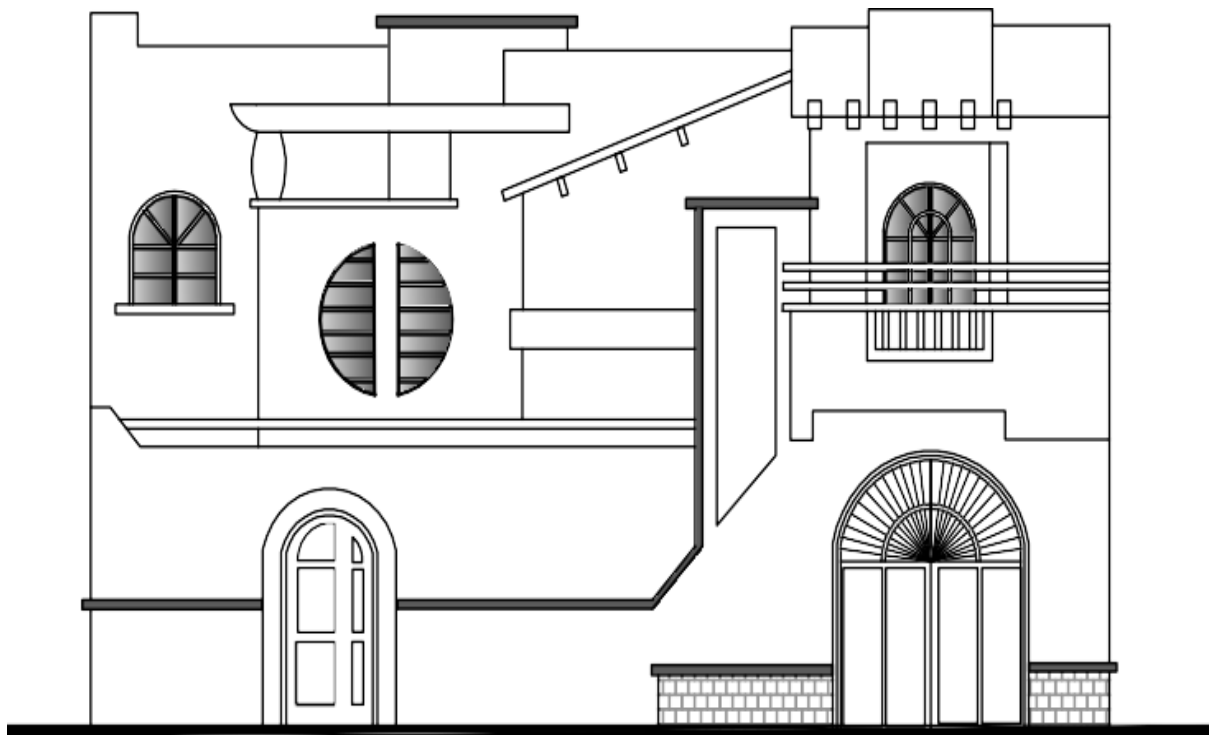


Figure 10. La façade

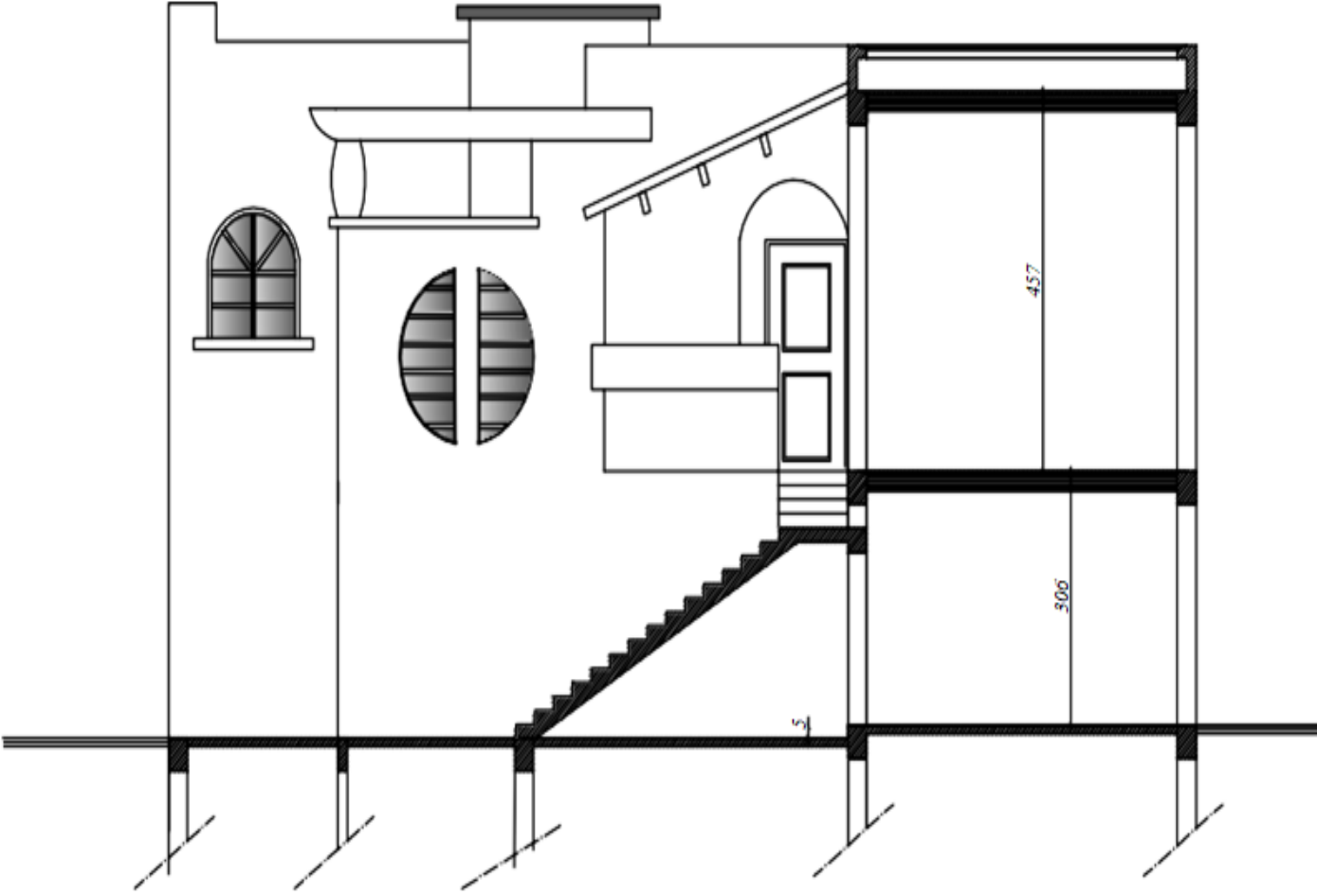


Figure 11. . La coupe A-A