



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 :

ZEBDA Marwa Embarka

MORSLI Méssaouda

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : Constructions Civiles et Environnement

Thème

**Calcul d'un bâtiment d'habitation (R+1)
Implanté à Djelfa**

Soutenu le :

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr.MAKHLOUFI Zoubir		Président
Mr. BAHAZ Abdessalam		Examineur
Mme KOUIDRI Zohra		Encadreur

Année Universitaire 2022-2023

كلمات شكر وتقدير

بسم الله الرحمن الرحيم والحمد لله الذي منحنا القوة وساعدنا
على انهاء هذه المذكرة والخروج بهذه الصورة الممتازة
فبالأمس القريب بدانا مسيرتنا التعليمية ونحن ننظر الى يوم
التخرج كأنه يوم بعيد

وايماننا بمبدأ انه لا يشكر الله من لا يشكر الناس فإننا نتوجه
بالشكر الجزيل للأساتذة

قويدري زهرة _مراح احمد_ بن قيط عمار

الذين ساعدونا كثيرا في انجاز هذه المذكرة وكان لهم دورا
مهما من خلال تعليماتهم ونقدهم البناء

شكرا

الاهداء

"الحمد لله الذي تتم بنعمته الصالحات"

في بادئ الامر اشكر الله عز وجل الذي وفقني في اتمام هذه المرحلة "وما
توفيقى الا بالله"

اما بعد

اهدي ثمرة نجاحي وجهدي الى صاحب السيرة العطرة الذي علمني الصبر
والعطاء واحمل اسمه بكل فخر.... ابي العزيز.

الى من ربطت يدي بيدها على طريق الحياة ووقرها المولى عز وجل في كتابه
العظيم امي الحنونة.

الى من أناروا دربي وكانوا سندا لي في فرحي وحزني وتعبي اخوتي
الى من شدت يدي بيدها وسرنا على درب العلم وكانت جزءا مهما لا يتجزأ في
هذا العمل.. رفيقة دربي.

وفي الأخير اشكر استاذتي الكريمة على جهدها وتعبها كنتي لنا شعاع علمنا
ونجاحنا... شكرا

المُلخَص

يهدف هذا العمل الى دراسة مشروع بناء بالخرسانة المسلحة (الطابق الأرضي + طابق) حيث يقع هذا المشروع في ولاية الجلفة التي تصنف ضمن منطقة نوعا ما زلزالية (المنطقة 01).

في هذه الدراسة تطرقنا أولا الى معرفة خصائص هذا المشروع ثم حساب ابعاد العناصر المكونة له ثم بعد ذلك حساب التسليح. تم انجازه وفق قواعد البناء المعمول بها (BAEL91, RPA version 2003) واستعملنا اثناء هذه الدراسة نوعين من البرامج (AUTOCAD ; ROBOT bat) وفي الأخير دراسة البنية التحتية للعمران تتم عن طريق حساب الاساسات

الكلمات المفتاحية:

الخرسانة- ابعاد- التسليح- الاساسات

Résumé

Ce projet vise à étudier une construction en béton armé (R+1) située dans la wilaya de Djelfa qui est classée dans la zone I (peu sismique). Cette étude débute par une présentation et définition des caractéristiques du projet, suivi d'un calcul des dimensions de ses éléments constitutifs, puis leurs ferraillages selon les dispositifs constructifs recommandés. Ce projet a été réalisé selon les règles de construction en vigueur BAEL91, RPA (version 2003). Lors de l'étude, nous nous sommes appuyés sur deux programmes : (Autodesk RSAP , AUTOCAD), Enfin l'étude de l'infrastructure urbaine se fait en calculant les fondations.

Mots-clés :

Béton - les Ferraillages- les fondations

Abstract

This work aims to study a reinforced concrete construction project (R +1). This project is located in the wilaya of Djelfa which is classified in a low seismic zone according to RPA. In this study, we first dealt with finding out the properties of this project determining the cross-section of its structural elements, and then calculating their reinforcement. This project was carried out according to the following codes BAEL91, RPA version 2003, Autodesk ROBOT and AUTOCAD software's are used for detailing draw and analysis processes. Finally, the urban infrastructure is by calculating the foundation.

Keywords

Concrete -reinforcement -the foundation.

Sommaire

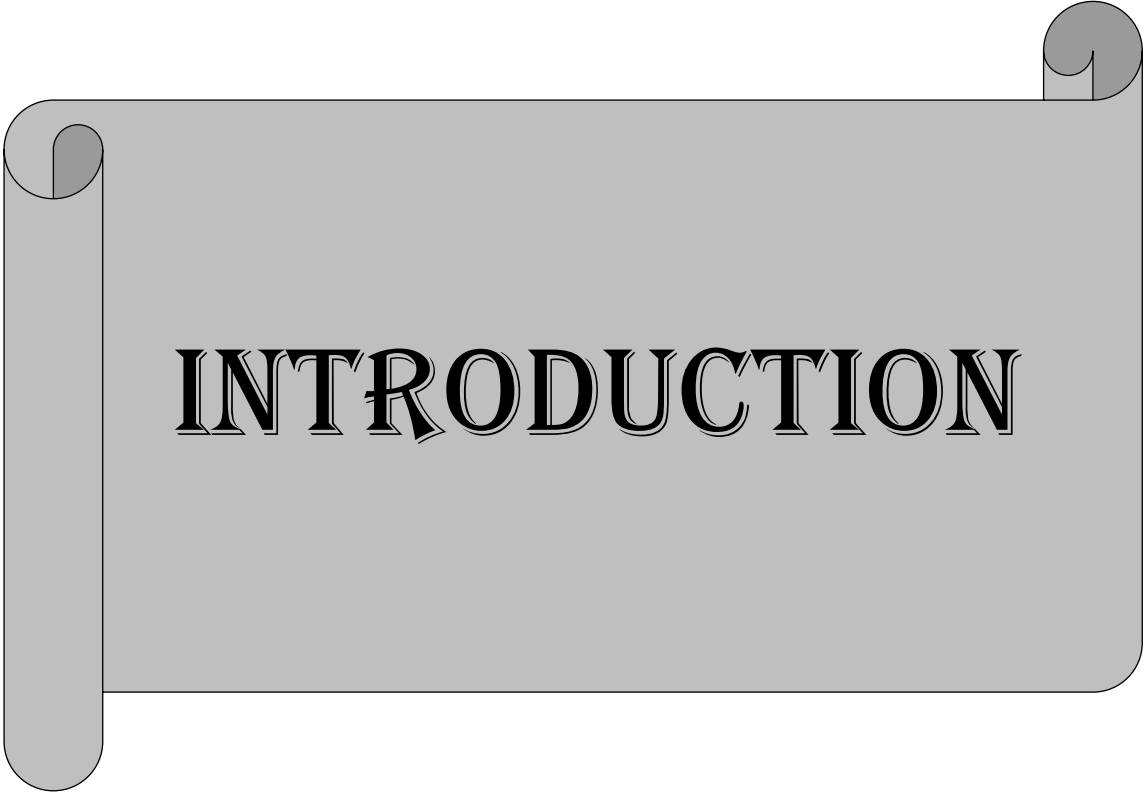
	Page
Symboles	1
Introduction générale	2
CHAPITRE 1 : présentation de l'ouvrage	
1.1 Introduction.	4
1.2 Caractéristiques.	4-5
1.2.1 : Situation.	
1.2.2 : L'ossature.	
1.3 Description de l'ouvrage.	
1.3.1 : Cage d'escalier.	
1.3.2 : Maçonnerie.	
1.3.3 : Revêtement.	5-8
1.4 Caractéristique physiques et mécaniques des matériaux	
1.4.1 : Béton.	8-10
1.4.2 : Acier.	
1.5 Sollicitation de calcul.	10
1.5.1 : Généralité.	
1.5.2 : Sollicitation de calcul visa- vis des états limites de résistance.	
1.5.3 : Sollicitation de calcul vis -à-vis des états de service.	11
CHAPITRE 2 : pré dimensionnement et descente de charge	
2.1 Introduction.	13
2.2 Descente de charge.	13
2.2.1 : Les surcharges d'exploitation Q.	13
2.2.2 : Les charges permanentes G.	14
2.3 Les portiques.	16
2.3.1 : Les poutres.	16
2.3.2 : Les poteaux.	17
2.4 Planchers.	22
2.4.1 : Pré dimensionnement des poutrelles.	22
2.4.2 : Calcul du ferrailage de poutrelle.	23
2.4.3 : Les armatures transversales.	27
CHAPITRE 3 : Le Ferrailage des éléments secondaires.	
3.1 Calcul et ferrailage des escaliers.	29
3.1.1 : Terminologie d'un escalier.	29
3.1.2 : Détermination de la hauteur et la largeur de la marche.	30
3.1.3 : Vérification de la formule de BLONDEL.	30
3.1.4 : Calcul du ferrailage.	31
3.2 Balcon.	34
3.2.1 : METHODE DE CALCUL.	34
3.2.2 :calcul du ferrailage.	35
3.3 L'Acrotère.	37
3.3.1 Calcul des sollicitations.	38
3.3.2 Calcul du ferrailage.	38
3.3.3 Calcul de l'excentricité.	38
3.3.4 calcul en flexion simple.	38
3.3.5 Vérification à l'ELU.	39
3.3.6 Vérification à l'ELS.	39
3.3.7 vérification au cisaillement.	40
CHAPITRE 4 : ferrailage des éléments principaux.	
4.1 Calcul et ferrailage d'un portique.	42
4.1.1 : Le ferrailage des poutres principales.	42
4.1.2 : Justification de l'âme d'une poutre.	46
4.2 Ferrailage des poteaux.	47
4.2.1 : : Calcul des armatures transversales.	51
	53

Sommaire

4.3	Les fondations.	53
	4.3.1 : Les types des fondations.	54
	4.3.2 : Dimensionnement d'une semelle sous un mur.	54
	4.3.3 : Dimensionnement d'une semelle isolée sous un poteau.	55
	4.3.4 : Calcul du ferrailage	
Conclusion générale.		
Bibliographie		
Annexe		

Symboles

f_{cj}	Résistance caractéristique a la compression de béton a « j » jour
f_{tj}	Résistance caractéristique a la traction de béton a « j » jour
f_{bc}	Résistance biaxiale de compression
f_{bu}	Contrainte ultime du béton
E_{ij}	Module de déformation instantanée
E_{vj}	Module de déformation longitudinal différée
σ_s	Contrainte de calcul de l'acier
σ_b	Contrainte de calcul du béton
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité du l'acier
ε_s	Allongement ou raccourcissement de l'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte admissible de cisaillement
$\emptyset_t$	Diamètre des armatures transversales
ε_{bc}	Déformation ultime du béton
S_t	Espacement entre barre transversale
l_f	Longueur de flambement
ε_l	Allongement ou raccourcissement limite
η	Coefficient de fissuration
λ	Elancement
ϑ	Coefficient tenant compte la durée d'application de charge
β	Coefficient de transfert de cisaillement pour une fissure ouvert
E	Module d'élasticité
i_{min}	Rayon de giration
I	Moment d'inertie de la section
τ	Contrainte ultime de cisaillement
ν	Coefficient de poisson
B_r	Section réduite du poteau



INTRODUCTION

Introduction générale

La construction est l'un des domaines les plus importants, elle reflète le progrès et le développement du pays. Or la réalisation des bâtiments est le résultat d'une idée soutenue par des études techniques et économiques et présentée sous forme de notes de calcul et plans architecturaux et civils.

Ce travail est une étude technique d'une structure en béton armé réalisée à usage d'habitation, il s'agit d'un bâtiment (R+1) d'ossature (poteaux - poutres).

Cette étude vise en particulier, le calcul des différents éléments de l'habitation et leurs ferraillages en satisfaisant les critères de résistance et de sécurité préconisés par les textes réglementaires, tel que les règles parasismiques algériennes RPA99 (Version 2003) et les conditions du BAEL91 modifié 99.

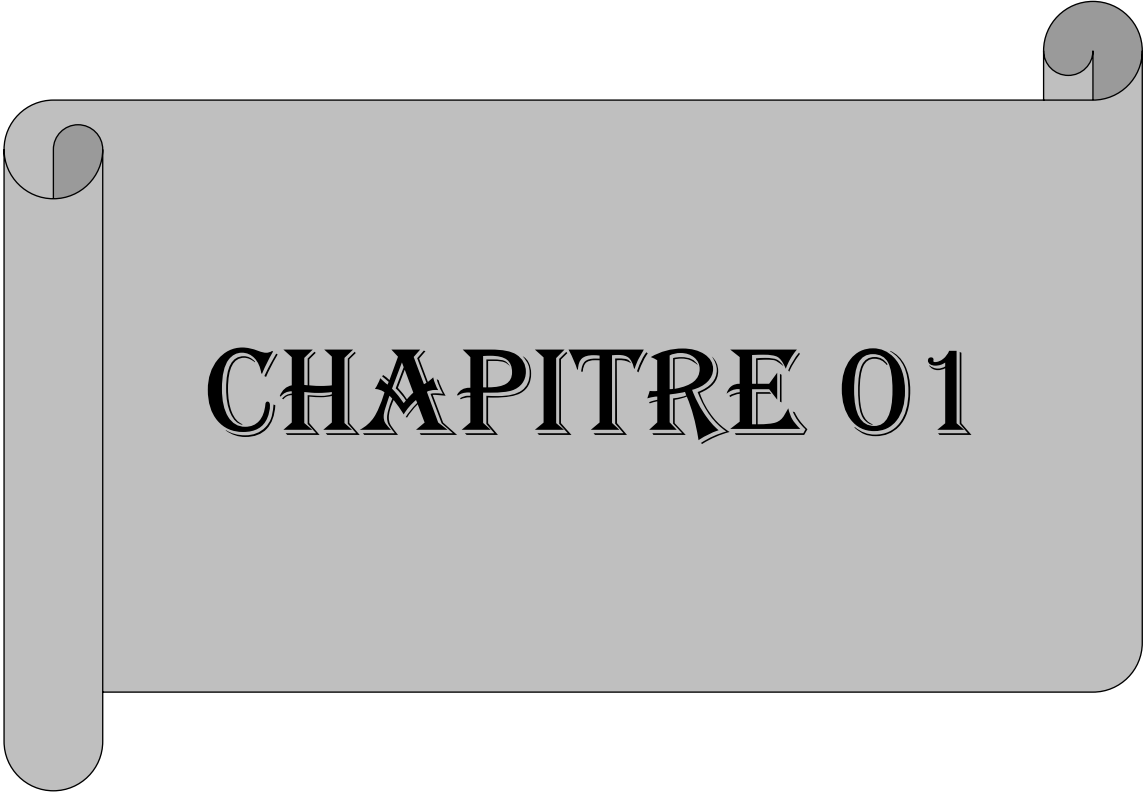
Notre travail est divisé en 04 chapitres comme suit :

*Le premier chapitre est consacré à la description générale du projet et aux propriétés physiques et mécaniques des matériaux utilisés.

* Le deuxième chapitre est consacré au calcul des sections des différentes composantes de ce projet.

*le troisième et les quatrième chapitres sont consacrés au calcul du ferraillage des différents éléments en béton. Un calcul manuel est effectué en utilisant les combinaisons d'actions les plus défavorables pour déterminer les sections d'armatures convenables à chaque élément secondaire ou principal. Le ferraillage résultant du calcul sera alors vérifié vis-à-vis les textes réglementaires, suivi d'un choix judicieux des sections d'armatures.

*L'annexe contient les schémas d'armature.



CHAPITRE 01

1.1 Introduction :

Ce travail est le résultat de trois ans d'étude dans le domaine de génie civil, il nous a permis d'utiliser et d'approfondir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'un bâtiment (R+1) en béton armé à usage d'habitation.

1.2 Caractéristiques géomatiques :

1.2.1 Situation de l'ouvrage :

Cet ouvrage sera implanté dans la Wilaya de Djelfa qui est classée selon la carte de zonage sismique du territoire nationale RPA99 en zone I .

1.2.2 L'ossature :

La structure portante est une ossature en béton armé, cet ouvrage est contreventé par des portiques auto stables (poteau et poutre).

Le type de fondation est de semelle isolée.

1.3 Description de l'ouvrage :

Le bâtiment est un logement, comportant un RDC et un étage.

Hauteurs :

- Hauteur du RDC et première étage : 3.06m
- Hauteur totale du bâtiment : 6.12m

Dimensions en plan :

- La largeur totale du bâtiment est de : 13.9m
- La longueur totale du bâtiment est de : 15.98

L'accès à l'étage est par une cage d'escalier à l'intérieur du bâtiment.

1.3.1 Cage d'escalier :

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

1.3.2 Maçonnerie :

Elles sont réalisées en parpaings creuse selon deux types :

Murs extérieurs :

-briques creuse de 15 cm

- l'âme d'air de 5cm.
- parpaings creuse de 10 cm

Murs intérieurs :

- Brique creuse de 10 cm

1.3.3 Revêtement :

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Dalle de sol 2cm pour différent planchers et escalier de marbre.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

1.4 Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux :

1.4.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction composée d'un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydrauliques (le plus souvent du ciment) qui sert de « colle ». On y ajoute éventuellement des adjuvant et d'autres ingrédient pour modifier ses caractéristiques.

Le béton utilisé est un béton courant dosé à $350\text{Kg}/\text{m}^3$ de ciment CEM 42.5R.

Pour fabriquer 1m^3 de béton, il faut environ 300kg de ciment, 800kg de sable ,1.050kg de granulat et 175 l d'eau.

a) Ciment :

Le CEM est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulat entre eux.

b) Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm
- Graviers de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm

C) Eau de gâchage :

L'eau de gâchage est un élément essentiel Pour la fabrication du béton. Elle est ajoutée lors du mélange afin d'hydrater le ciment et de lier les constituant du béton Entre eux. L'eau rend également le mélange bien plus maniable, ce qui facilite l'application du béton. Élément indispensable pour obtenir du béton, l'eau utilisée doit être propre et ne doit pas être ajoutée avec excès. Si ces deux conditions ne sont pas respectées, votre béton risque d'être fragile et ses performances seront altérées.

1.Caractéristiques physiques et mécaniques béton :

Le béton armé est caractérisé par sa grande résistance à la compression mais beaucoup moins à la traction, facile à mettre en œuvre. C'est un matériau de choix pour la réalisation de nombreux ouvrages car il allie performance et qualité.

Résistance du béton :

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

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

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.4 + 0.95 \times j} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

b) À la traction : la résistance à la traction du béton peut être déterminée en effectuant plusieurs tests, qui sont :

-traction directe.

-traction par flexion.

Ou conventionnellement défini par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}.$$

1.Les contraintes limites :

a.Etats limite ultime :

Les états limites ultimes (ELU) concernent la sécurité des personnes et ou la sécurité de la structure et des biens, ils incluent éventuellement les états précédant un effondrement, la ruine ou une rupture de la structure.

La contrainte ultime du béton en compression :

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

$\theta = 1$ Si la durée de la charge > 24h

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

$\theta = 0.85$ Si la durée < 1h

γ_b : coefficient de sécurité égale à :

⇒ 1.5 pour les actions transitoires.

⇒ 1.15 pour les actions accidentelles.

Pour notre étude, on a pris :

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\theta = 1, \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

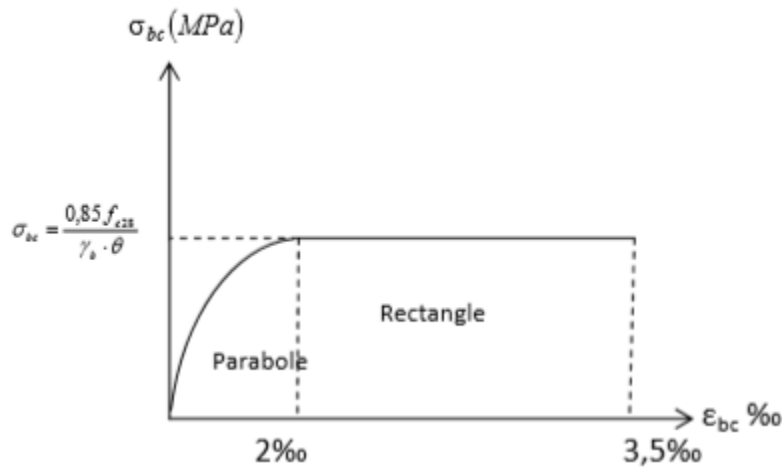


Figure .1. Diagramme contraintes- déformation de béton à l'ELU

b. Etat limite de service :

C'est l'état au de la duquel la structure peut être endommager, les conditions d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites.

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}.$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{v_u}{b_0 \times d}.$$

Avec : v_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 = largeur de la section.

d = hauteur utile de la poutre.

On vérifie par suite que :

*si la fissuration est peu nuisible :

$$\tau_u \leq \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

*Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq [0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}]$$

c) Module de déformation longitudinale :

Il exprime l'élasticité du matériau et montre comment le matériau se comporte sous l'influence des forces.

d) Module de déformation longitudinale instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

e) Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

f) Coefficient de poisson :

A été nommé d'après le scientifique Siméon poisson, et c'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale lorsque la contrainte affecte l'échantillon dans les limites de l'élasticité.

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

$\mu = 0.2$ aux états limites de service (béton non fissuré).

g) Retrait :

Le retrait, par exemple du béton, provoque un raccourcissement graduel du matériau (plus précisément une diminution de volume) au cours de son durcissement par suite de séchage, de dessiccation, de carbonations.

h) Fluage :

Le fluage, par exemple du béton ou des câbles de précontrainte, provoque l'augmentation graduelle dans le temps des déformations relatives sous l'effet de contraintes appliquées.

1.4.2 Acier :

a. Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

-Module d'élasticité : $E = 2 \times 10^5$ MPA.

-limite d'élasticité selon le type.

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

b. Les aciers utilisés sont :

- Ronds lisses FeE235 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A=400MPa » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés ($150 \times 150 \text{ mm}^2$)

1.4.2.1 Les Contraintes limites :

a. Etat limite ultime :

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

Le coefficient de sécurité l'acier est :

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ situation durable.

b. Etat limite service :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \varepsilon_s \times E_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e, 110 \sqrt{f_{t28}}) \right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0.8 \varepsilon$

1.5 Sollicitation de calcul :

1.5.1 Généralité :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce qui suit on désigne par :

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

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorable ;

Q_1 : une action variable dite de base ;

Q_i : les autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

Les coefficients $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ sont fixés par les textes en vigueur ou par les documents particuliers du marché.

1.5.2 Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions dont on retient les plus défavorables.

a) Combinaisons fondamentales :

Lors des situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer :

$$S_D = 1.35 \times G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1} \times Q_1 + \sum 1.3 \times \varphi_{Q_i} \times Q_i$$

Avec : $\gamma_{Q_1} = 1.5$ dans le cas général.

$$\varphi_{Q_i} = 0.3 \div 0.6$$

b) Combinaisons accidentelles :

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, la combinaison d'action à considérer est la suivante :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \varphi_{11} Q_1 + \sum \varphi_{2i} Q_i$$

Avec :

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\varphi_{11} Q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

$\varphi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

1.5.3 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service :

Elles résultent des combinaisons d'actions dites combinaisons rares :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \varphi_{oi} Q_i$$



CHAPITRE 02

2.1 Introduction :

Le chapitre II est réservé au pré dimensionnement des éléments de structure. Le pré dimensionnement s'effectue en utilisant généralement des formules empiriques permettant d'avoir une idée sur les coffrages des organes de structure. Les dimensions ainsi trouvées seront ajustées pour obtenir des sections qui satisfassent les conditions réglementaires de résistance tout en respectant l'aspect économique. Le pré dimensionnement des éléments de structures est nécessaire pour la saisie de la structure dans le programme de calcul

2.2 Descente de charge :

La descente de charge a pour objectif d'étudier le transfert des différent charges et surcharges dans la structure.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- _ les charges permanentes G.
- _ les surcharges d'exploitations Q

2.2.1 Les surcharges d'exploitation Q :

Correspondent au poids du mobilier, du matériel, à l'occupant de la bâtisse.

a. Bâtiment à usage d'habitation :

- _ terrasse inaccessible : $Q=1\text{KN}/m^2$
- _ plancher étage courant : $Q=1.5\text{KN}/m^2$
- _ Balcons : $Q=3.5\text{KN}/m^2$
- _ Escaliers : $Q=2.5\text{KN}/m^2$

b. Bâtiment à usage bureau :

- _ Etage courant : $Q=2.5\text{KN}/m^2$
- _ Escaliers : $Q=4\text{KN}/m^2$
- _ Halls/salle de réunion : $Q=4 \text{ à } 5\text{KN}/m^2$

2.2.2 Les charges permanentes G :

Ce sont les actions constantes ou très peu variables dans le temps.

a.plancher terrasse :

1- Etanchéité multicouches

- protection en gravillon (5cm) $0.05 \times 10 = 0.5 \text{ KN/m}^2$
- Etanchéité multicouche (2cm) 0.12 KN/m^2
- protection de l'étanchéité par papier Kraft 0.5 KN/m^2
- forme de pente $0.10 \times 22 = 2.20 \text{ KN/m}^2$
- isolation thermique (liège)..... 0.20 KN/m^2
- filme par vapeur 0.05 KN/m^2
- filme polyane 0.05 KN/m^2
- dalle en corps creux (16+4) 2.85 KN/m^2
- enduit en plâtre(2cm) 0.24 KN/m^2

$$\mathbf{G = 6.71 \text{ KN/m}^2}$$

2- Etanchéité type sud

- Mortier (3à4cm) grillage sur toute la surface..... $0.03 \times 18 = 0.54 \text{ KN/m}^2$
- Protection gravillons (2 cm) $0.02 \times 10 = 0.2 \text{ KN/m}^2$
- Forme de pente (8.5 cm) $0.085 \times 22 = 1.87 \text{ KN/m}^2$
- Mortier (2cm) grillage sur 60 cm $0.02 \times 18 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
- Plancher corps creux (16+4) 2.85 KN/m^2
- Enduit en plâtre (2cm) $0.02 \times 12 = 0.24 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G = 6.06 \text{ KN/m}^2}$$

b.plancher étage :

Plancher en corps creux :

- Carrelage (2cm) $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

- Mortier de pose (2cm) $0.02 \times 20 = 0.40 \text{KN/m}^2$
- Lit de sable (5cm) $0.05 \times 15 = 0.75 \text{KN/m}^2$
- Cloison légère 0.75KN/m^2
- Isolation phonique 0.10KN/m^2
- Plancher (16+4) 2.85KN/m^2
- Enduit en plâtre (2cm) $0.02 \times 12 = 0.24 \text{KN/m}^2$

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

c.Plancher en dalle pleine :

- Carrelage (2cm) $0.02 \times 22 = 0.44 \text{KN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) $0.02 \times 20 = 0.40 \text{KN/m}^2$
- Lit de sable (5cm) $0.05 \times 15 = 0.75 \text{KN/m}^2$
- Cloison légère 0.75KN/m^2
- Isolation phonique 0.10KN/m^2
- Dalle pleine (25cm) 6.25KN/m^2
- Enduit en plâtre (2cm) $0.02 \times 12 = 0.24 \text{KN/m}^2$

$$\mathbf{G=8.93 \text{KN/m}^2}$$

d.Maçonnerie :

- Enduit ciment 0.18KN/m^2
- Briques creuse (10+5) 3.35KN/m^2
- Enduit en plâtre 0.24KN/m^2

$$\mathbf{G=3.77 \text{KN/m}^2}$$

e.Acrotère :

Poids propre de l'acrotère : $G=P.S;$

$$G = [(0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) \times 0.5] \times 25 = 1.712 \text{KN/ml.}$$

2.3 Les portiques :

Le système portique est constitué des éléments horizontaux (poutres) et des éléments verticaux (poteaux).

2.3.1 Les poutres :

Les poutres ont des sections transversales soit rectangulaires ou carrées, satisfaisant les conditions suivantes.

a. poutres principales [P.P] :

a.1.Critère de rigidité : d'après BAEL 91 :

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

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

Avec :

h : Hauteur de la poutre principale.

b : largeur de la poutre.

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appui, $L_{max}=480\text{cm}$

$$\text{Donc : } \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32\text{cm} \leq h_{pp} \leq 48\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } b = 25 \text{ cm.}$$

Vérifications des conditions exigées par RPA99 V. 2003

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{OK} \quad \text{les 3 conditions sont vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1.4 \leq 4 \Rightarrow \text{Ok.}$$

b. Les poutres secondaires ou chainages [P.S] :

Si : $L_{max} = 410\text{cm}$, alors :

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.3\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow b=25\text{cm}.$$

Pour la largeur de PS on prend $b = 25 \text{ cm}$.

Vérifications des conditions exigées par RPA99 V. 2003 :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{OK}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{OK} \quad \text{les 3 conditions sont vérifiées}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 \leq 4 \Rightarrow \text{Ok}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de $30 \times 25 \text{ cm}^2$

C.Conclusion:

On adopte pour :

-les poutres principales une section de $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

-les poutres secondaires une section de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

2.3.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

1. Principe : Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

2. Etapes de pré- dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « RPA99 version 2003 ».

L'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

B_r : section réduite du poteau (en cm^2)

$B_r = (b-2cm) \times (a-2cm)$ pour une section rectangulaire .

$B_r = (a - 2cm)^2$ pour une section carrée.

A : section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul ;

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 (cas durable) ;

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

α : coefficient réducteur, fonction de l'élancement mécanique λ qui prend la valeur :

Pour $\lambda \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} ; \quad \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

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

Pour $50 < \lambda \leq 70$:

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 ; \quad \beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500}$$

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

Les valeurs de α sont à diviser par 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Il convient d'appliquer une réduction complémentaire lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (on prend la contrainte f_{cj} au lieu de f_{c28} et le coefficient de réduction est de 1.20 au lieu de 1.10).

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement ;

D'après le **CBA93**, pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par des voiles en béton armé, la longueur $l_f = 0.7l_0$

l_0 : hauteur libre du poteau.

D'après le **CBA93**, la longueur libre l_0 d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fonction à la face supérieure du premier plancher.

i : rayon de giration

Tel que : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Est le moment d'inertie de la section et B est l'air de la section du béton.

Pour une section rectangulaire $b \times h$ ($b \geq h$) : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \times l_f$

La section réduite du poteau est déterminée par l'expression suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A}{B_r} \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Un certain nombre de choix étant libre, on peut prendre $A/B_r = 1\%$ soit :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.0085 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

3. Descente des charges :

La descente des charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

a. Le poteau le plus sollicité :

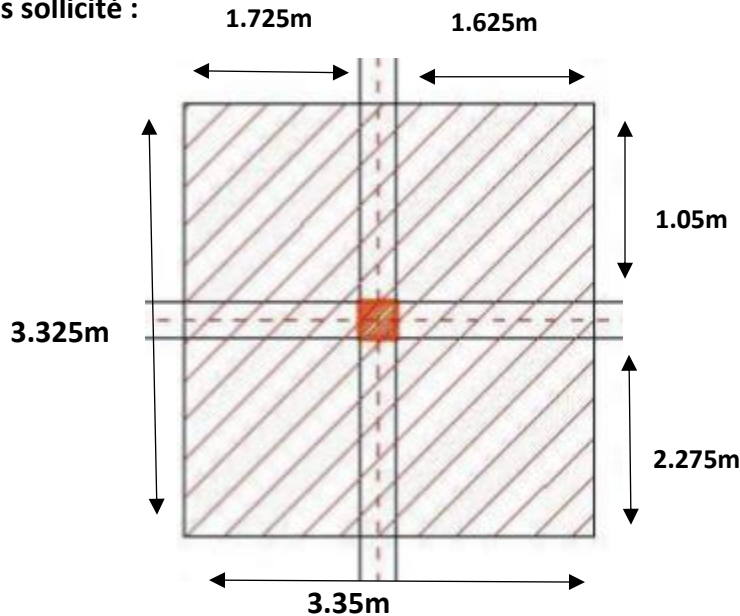


Figure 2.1: Le Poteau le plus sollicité

$$S = \left(\frac{3.45 + 3.25}{2} \right) \left(\frac{2.1 + 4.55}{2} \right) = 11.135 m^2$$

$$G_t = 6.95 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q_t = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$G_e = 5.53 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q_e = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

1. Charges permanentes (G) :

1. Poids du plancher : $(6.95 + 5.53) \times 11.138 = 139 \text{ KN}$.
2. Poids des poutres principales : $0.25 \times 0.35 \times 25 \times 3.325 \times 2 = 14.54 \text{ KN}$.
3. Poids des poutres secondaires : $0.25 \times 0.30 \times 25 \times 3.35 \times 2 = 12.56 \text{ KN}$.
4. Poids du poteau : $0.25 \times 0.25 \times 25 \times 6.12 = 9.56 \text{ KN}$.

$$G = 175.66 \text{ KN}$$

2. Charges d'exploitation (Q) :

$$Q = SQ \times (1+1.5)$$

$$Q = (1,0+1.5) \times 11.138 = 27.845KN$$

$$Q = 27.845 KN.$$

$$Nu = 1,35(175.66) + 1,5(27.845) = 260.61KN.$$

$$N_u = 278.90KN..$$

$$B_r = 15$$

$$A = -1.717$$

On a $A < 0$ on n'a pas besoin d'acier.

Vérification selon le RPA99 version 2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$Min(b, h) \geq 25cm \dots \dots \dots en zone I$$

$$et 1/4 \leq b/h \leq 4$$

Poteau $(25 \times 25)cm^2$:

$$min(b,h)=25 \geq 25cm. \quad CV \quad ; \quad 1/4 \leq b/h = 1 \leq 4 \quad CV.$$

2.4 Planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur 'e' faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister aux charges et surcharges puis les transmettre aux éléments porteurs qui sont dans ce cas les portiques .Ce sont aussi des éléments de contreventement horizontal qui doivent être capables de distribuer, sans se déformer dans leur plan, les efforts sismiques aux voiles et portiques (éléments de contreventement verticaux). Comme le bâtiment est à usage d'habitation on a opté pour des planchers à corps creux pour des raisons de résistance et d'isolation (thermique et phonique). Ils sont composés de :

- **Poutrelles** : éléments résistants du plancher supportant T.C et C.C

- **Eléments en corps creux (C.C)** : ayant un rôle de remplissage (éventuellement de résistance sous certaines conditions),

- **Table de compression (T.C)** : en béton armée généralement de treillis soudé, dont l'épaisseur h_0 varie comme suit : $4 \text{ cm} \leq h_0 \leq 6 \text{ cm}$.

2.4.1 Pré dimensionnement des poutrelles : pour plancher (Corps Creux).

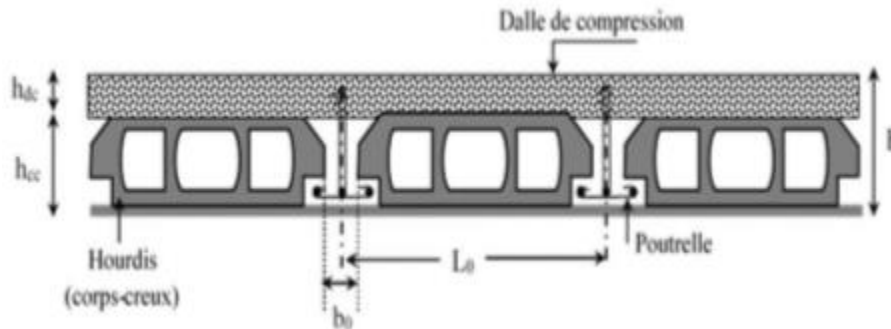


Figure 2.2: Plancher à corps creux

- L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

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

. **L_{max}** : la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{ou } L=4.1\text{m} \quad h_t > 18.22 \text{ cm}$$

On retient un plancher **16+4**.

Épaisseur de la table de compression = 4 cm

Et épaisseur du corps creux = 16 cm.

2.4.2 Calcul du ferrailage de poutrelle :

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 Autodesk ROBOT.

Dimensionnement des poutrelles :

Ce sont des petites poutres en béton armé formant l'ossature d'un plancher ; elles se calculent à la flexion simple (solidaires avec la dalle de compression)

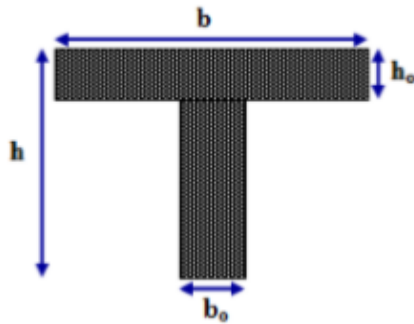


Figure 2.3: poutrelle.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ;

b_0 : Largeur de la nervure, $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h$;

b : Largeur efficace.

Avec :

$h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $b=60\text{cm}$;

Afin de calculer le moment maximal, nous utilisons Autodesk ROBOT, Le système robot millenium CAO destiné à modéliser ; analyser les différents types de structures.

-Les avantages du logiciel :

1. la possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique.
2. Ce qui facilite le traitement des résultats.
3. possibilité de dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage (calcul des ferraillages).

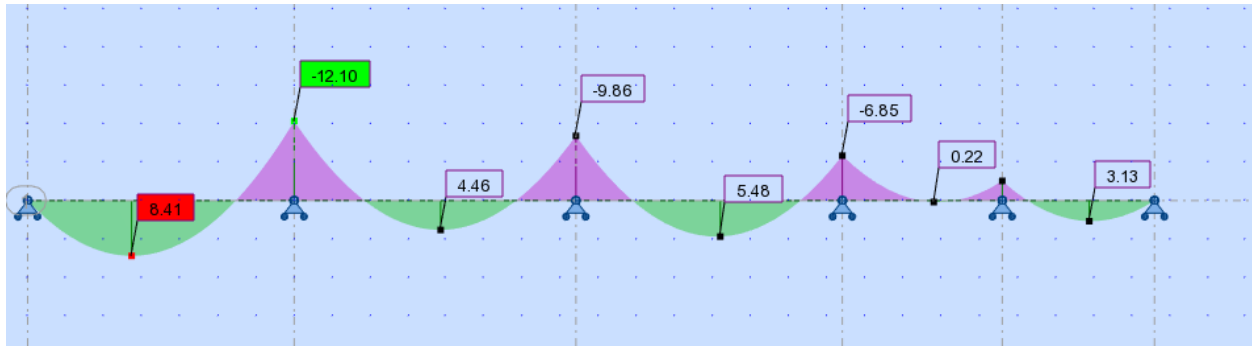


Figure 2.4: les moments à ELU

$M_{u\max} = 8.41 \text{ kN.m}$ en travées ; $M_{u\max} = 12.10 \text{ kN.m}$ en appuis.

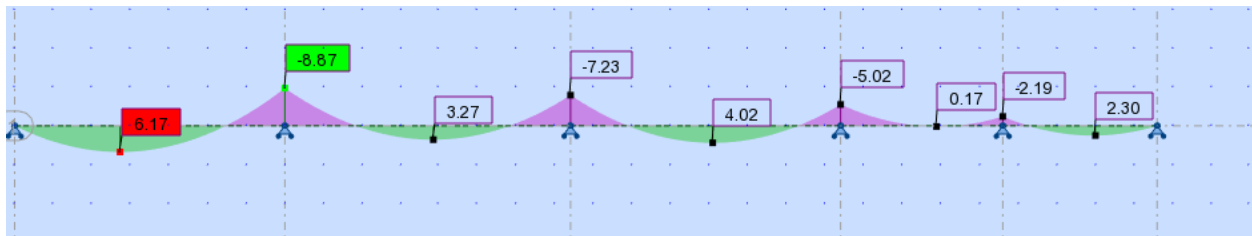


Figure 2.5: les moments à ELS

$M_{ser\max} = 6.17 \text{ kN.m}$ en travées.

$M_{ser\max} = 8.87 \text{ kN.m}$ en appuis.

1. En travée

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

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

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

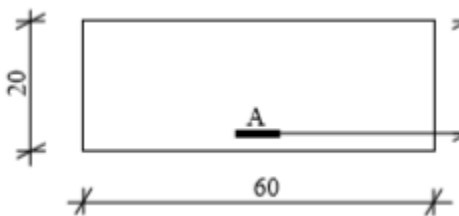


Figure 2.6: section de poutrelle.

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

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

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

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

$$\mu_1 = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.41 \times 10^3}{60 \times 17.5^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu_1 = 0.0289$$

$$\mu_1 < \mu_l \Rightarrow A_s' = 0$$

On utilise le tableau 6 en béton armé BAEL :

$$\alpha = 0.0252$$

$$\alpha < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A, } \varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82\text{Mpa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.41 \times 10^3}{0.986 \times 17.5 \times 347.82} = 1.40\text{cm}^2 \Rightarrow \quad \mathbf{A_s = 1.40\text{cm}^2.}$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_s > 1.26\text{cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_s = 3HA10 = 2.35\text{cm}^2}$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.41 \times 10^3}{6.17 \times 10^3} = 1.364 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.244 > \alpha \Rightarrow \text{ELSCB vérifier.}$$

2. En appuis :

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

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

On prendre la section comme une section rectangulaire : $b = 12\text{cm}$ et $d = 17.5\text{cm}$ et

$$M_{u \max} = 12.10\text{KN.m.}$$



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

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

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

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

$$\mu_1 = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_1 = 0.232$$

$$\mu_1 < \mu_l \Rightarrow A_s' = 0$$

On utilise le tableau 6 en béton armé :

$$\alpha = 0.3349$$

$$\beta = 0.866$$

$$\alpha < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A}, \varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow \mathbf{A_s = 2.29 \text{ cm}^2}.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 12 \times 17.5 \times 2.1 / 400$$

$$A_s > 0.253 \text{ cm}^2 \quad \text{CV.} \Rightarrow \mathbf{A_s = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2}.$$

Vérification de ELSCB : on a $f_e = 400 \text{ MPA}$,

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.10}{8.87} = 1.36 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.244 > \alpha \Rightarrow \text{ELSCB vérifier}$$

2.4.3 Les armatures transversales :

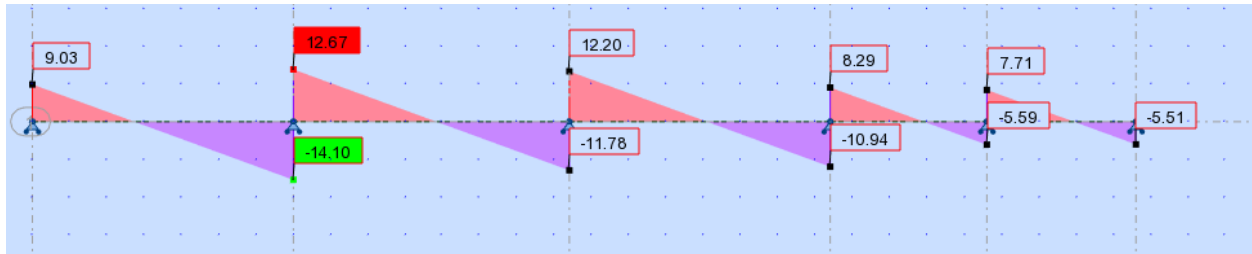


Figure 2.7: les efforts tranchants à ELU

$$V_u = 14.10 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.67 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0.20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right] f_{cj} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

1. Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

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

Espacement des armatures transversales :

$$1. S_t \leq \min [0.9d ; 40] \Rightarrow S_t = 15.75 \text{ cm}$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times 0.9}{\gamma_s \times b (\tau_u - 0.3 f_{tj})} ; A_t = n \times \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 1.13 \Rightarrow S_t = 43.29 \text{ cm.}$$

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

Suivant le R.P.A 99 version 2003 (art 7.5.2.2):

$$\phi_t \leq 0.003 \times S_x \times b = 0.003 \times 15 \times 12 = 0.45 \text{ cm} \quad \phi_t = 6 \text{ mm} \geq 4.5 \text{ mm} \quad \text{CV.}$$

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



CHAPITRE 03

3.1 Calcul et ferraillage des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire soit des escaliers soit des ascenseurs. La cage d'escaliers qui est le volume imparti à l'escalier comporte plusieurs éléments dont les charges et les surcharges seront transmises successivement aux poutres puis aux poteaux ou voiles.

Le choix des dimensions résulte des conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage (habitation, salle de classe, salle de spectacles, etc.).

Il existe d'autres conditions entrant dans le choix des dimensions tel que : Condition d'accès facile d'un étage à un autre ; condition de dégagement rapide des escaliers ; condition de sécurité ; condition d'éclairage.

3.1.1 Terminologie d'un escalier :

La volée d'un escalier est constituée par plusieurs éléments (figure 3.1) à savoir :

- **Emmarchement** : Largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **Hauteur de marche** : Distance verticale qui sépare le dessus de la marche suivante. Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ. Dans le calcul de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre h .

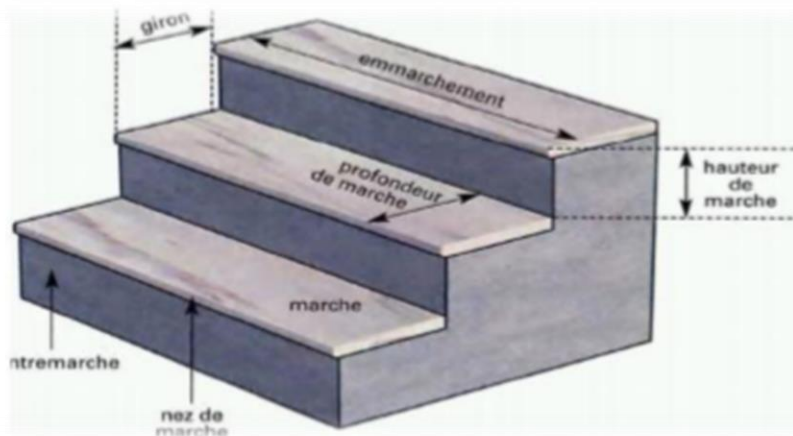


Figure 3.1: Les éléments d'une volée d'escalier

- **Giron** : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32cm environ. Dans le calcul de dimensionnement d'escalier, le giron est souvent désigné par la lettre g .

- **Contre marche** : Désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.

- **Choix de type d'escalier** : on choisit un escalier droit à paillasse.

3.1.2 Détermination de la hauteur et la largeur de la marche :

h = la hauteur de la marche qui varie entre 17 et 20 cm $\rightarrow$ on prend $h = 17$ cm.

H : la hauteur de l'étage, $H=3.06\text{m}$

h_e : hauteur d'étage courant.

$$\Rightarrow \text{Nombre de contre marche : } n' = \frac{H/2}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$g : \text{largeur du giron : } g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm}$$

L : longueur de la ligne de foulée.

3.1.3 Vérification de la formule de BLONDEL :

Les dimensions de la marche et contre marche doivent satisfaire la condition empirique de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq 30+34=64 \leq 66\text{cm} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = 30^\circ.$$

α : angle de l'inclinaison d'escalier

$$L_v = \frac{H}{2} \left(\frac{1}{\sin \alpha} \right) = 2.7\text{m} \Rightarrow L_p = 1.4\text{m}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 13.66\text{cm} \leq e \leq 20.5\text{cm}$$

$$e = \frac{L_p + L_v}{30} = 15\text{cm}.$$

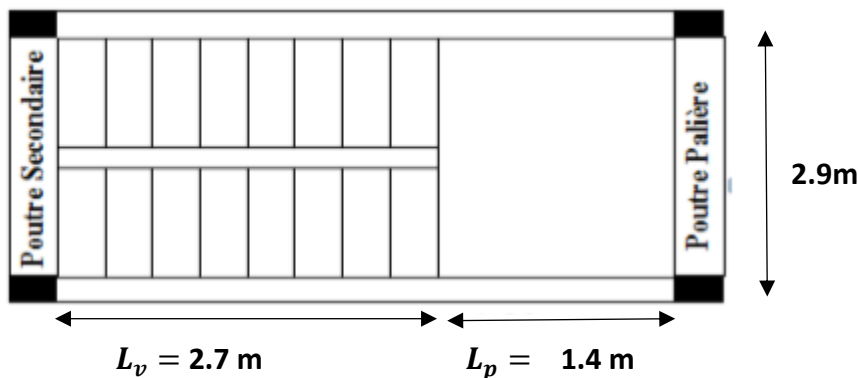


Figure 3.2 : vue en plan d'escalier

3.1.4 Calcul du ferraillage :

Palier :

N°	Elément	Epaisseur(m)	Mv (kN/m^3)	Poids (kN/m^2)
01	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
03	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
04	Dalle de compression	0.15	25.00	3.75
05	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
				$G=5.27 (\text{kN}/\text{m}^2)$
				$Q=2.50 (\text{kN}/\text{m}^2)$

Volée :

N°	Elément	Epaisseur(m)	Mv (kN/m^3)	Poids(kN/m^2)
01	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
02	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
03	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
04	Marche	0.17	25.00	4.25
05	paillasse	0.15	25.00	3.75
06	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
07	Garde corps	1.00	0.69	0.69
				$G=10.21 (\text{kN}/\text{m}^2)$
				$Q=2.50 (\text{kN}/\text{m}^2)$

a. Les sollicitations :

Pour palier :

$$q_u = 1.35 \cdot G + 1.5Q = 10.86 \text{ kN/m.}$$

$$q_{ser} = G + Q = 7.77 \text{ kN/m.}$$

Pour volée :

$$q_u = 1.35 \cdot G + 1.5Q = 17.53 \text{ kN/m.}$$

$$q_{ser} = G + Q = 12.71 \text{ kN/m.}$$

b. schéma statique :

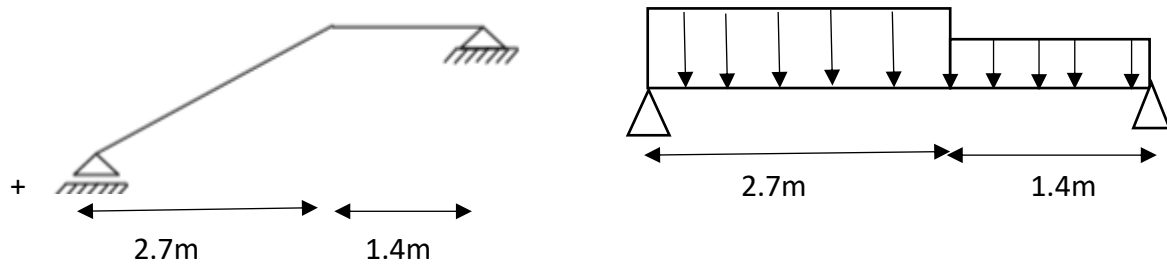


Figure 3.3: schéma statique

Tableau 3.1 : Calcul les sollicitations

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T):ELU	Moment fléchissant (M)	Effort tranchant (T): ELS	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2.7$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $X=0 \Rightarrow$ $T(x) =$ $R_A = 44.36 \text{ kN}$ $X=2.7 \Rightarrow$ $T(x) = -2.980 \text{ kN}$	$M(x) = -R_A \cdot x + q_1 \cdot x^2 / 2$ $X=0 \Rightarrow M(x) =$ 0 $X=2.7 \Rightarrow$ $M(x) =$ 55.87 kN.m	$X=0 \Rightarrow$ $T(x) =$ 32.045 kN $X=2.7 \Rightarrow$ $T(x) =$ -2.77 kN	$X=0 \Rightarrow$ $M(x) = 0$ $X=2.7 \Rightarrow$ $M(x) =$ 40.19 kN.m
$2.7 \leq x \leq 4.1$		$T(x) = -17.53 \cdot 2.7 - q_2(x - 2.7)$ $X=2.7 \Rightarrow$ $T(x) =$ 18.184 kN $X=4.1 \Rightarrow$ $T(x) =$ 2.9744 kN.m	$M(x) = -R_A \cdot x - q_1 \cdot 2.7(x - 1.35) - q_2(x - 2.7)^2 / 2$ $X=2.7 \Rightarrow$ $M(x) = 0$ $X=4.1 \Rightarrow$ $M(x) =$ 14.810 kN.m	$X=2.7 \Rightarrow$ $T(x) =$ 13.15 kN $X=4.1 \Rightarrow$ $T(x) =$ 2.272 kN.m	$X=2.7 \Rightarrow$ $M(x) = 0$ $X=4.1 \Rightarrow$ $M(x) =$ 10.79 kN.m

Tableau 3.1 : Calcul les sollicitations

Les Moments :

$$M_{u \max} = 55.867 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot 55.867 = 47.486 \text{ kN.m}$$

$$M_A = 0.3 \cdot 55.867 = 16.76 \text{ kN.m}$$

$$V_{u \max} = 44.36$$

$$M_{ser \max} = 40.193 \text{ kN.m}$$

$$T_{s\max}=32.045\text{KN}.$$

c. Les hypothèses de calcul :

_ Fissuration : peu nuisible

_ Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

_ Acier: Fe400.

_ $d'=2.5\text{cm}$

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

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

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

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

$$\mu_1 = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_1 = 0.21$$

$$\mu_1 < \mu_l \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta = 0.914$$

$$\alpha = 0.158 < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A, } \varepsilon_{st} = 10\%$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 11.95 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 6\text{HA}12 = 12.06 \text{ cm}^2.$$

On a $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow$ vérification de ELSCB

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38 ; \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \text{ vérifier} \Rightarrow \text{ELSCB OK}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e.$$

$$A_s > 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.354 \text{ Mpa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

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

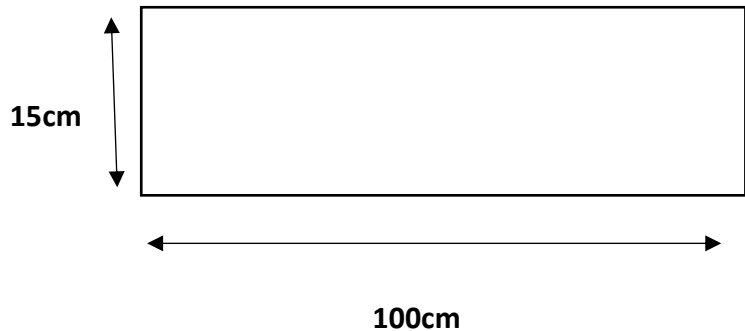


Figure 3.4: Section d'escalier

Tableau 3.2 : de choix du ferrailage

Moment max(KN.m)	As (cm ²)	Choix de As(cm ²)	Amin(cm ²)	$A_r = \frac{A_s}{4}$	Choix de Ar:
Travées M=47.486	11.95cm ²	6HA12=12.06cm ² St=15cm	1.57cm ²	3.015cm ² St=30cm	3HA12=3.39cm ²
Appuis M=16.76	4.015cm ²	2HA12=4.52cm ² St=25cm	1.57cm ²	1.13cm ² St=30cm	2HA12=2.26cm ²

3.2 Balcon :

Les balcons sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Ils reposent sur les poutres.

La détermination de l'épaisseur de balcon dépend de plusieurs conditions

3.2.1 METHODE DE CALCUL :

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

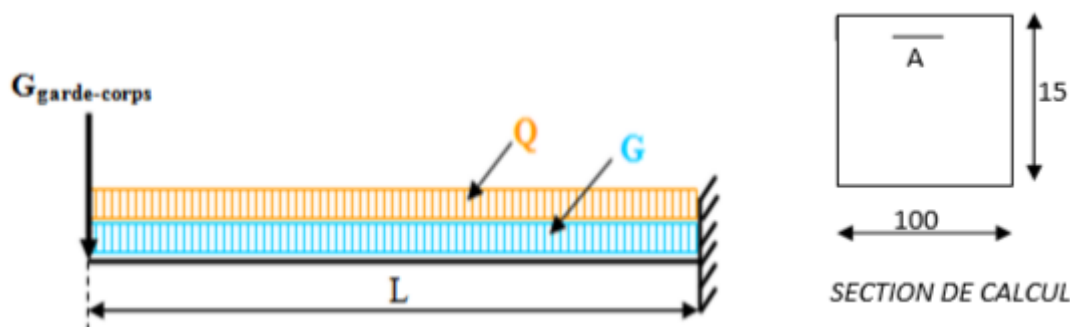
_G : Poids propre de la console.

_Q : Surcharge d'exploitation.

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

Section de calcul : 15 × 100 cm²

L=1.2m

**Figure 3.5 : Schéma statique du balcon.**

En utilisant un calcul RDM, on obtient à la section d'encastrement :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + P_u \cdot L \quad ; V_u = q_u \cdot L + P_u$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \cdot L^2}{2} + P_s \cdot L \quad ; V_{ser} = q_s \cdot L + P_s$$

c. Calcul :

Evaluation des charges et des surcharges :

_ Chargement sur le balcon :

Carrelage (e=2 cm) $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose (e = 3 cm) $0,03 \times 20 = 0,60 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de la dalle (e=15cm) $0,15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$

Enduit de ciment $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G1 = 5,15 \text{ KN/m}^2}$$

Surcharge sur le balcon $\mathbf{Q1 = 3.5 \text{ KN/m}^2}$

Charge concentrée de garde-corps (KN) :

Poids du mur (briques creuses, e =10 cm) : $9 \times 0,1 = 0,9 \text{ KN /m}^2$

Enduit de ciment (e = 2x2 cm) $0,04 \times 18 = 0,72 \text{ KN/m}^2$

$$\mathbf{G2 = 1,62 \text{ KN}}$$

$$q_u = 1.35G1 + 1.5Q1 = 12.2 \text{ Kn/m}$$

$$p_u = 1.35G2 = 2.19 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} + P_u \cdot L \Rightarrow \mathbf{M_u = 11.412 \text{ kN}}$$

$$V_u = q_u \cdot L + P_u = 16.83$$

$$q_{ser} = G1 + Q1 = 8.65 \text{ KN}$$

$$p_{ser} = 1.62 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \cdot L^2}{2} + P_s \cdot L \Rightarrow \mathbf{M_{ser} = 8.168 \text{ KN.m}}$$

$$V_{ser} = q_s \cdot L + P_s = 12 \text{ KN.}$$

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

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

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

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

$$\mu_1 = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.412 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu_1 = 0.00209$$

$$\mu_1 < \mu_l \Rightarrow A_s' = 0$$

$$\beta=0.999$$

$$\alpha < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A}, \varepsilon_{st}=10\%$$

$$\varepsilon_{st} \geq \varepsilon_l \quad \Rightarrow$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 2.62 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times 2.1 / 400$$

$$A_s > 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

d.Escapement:

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

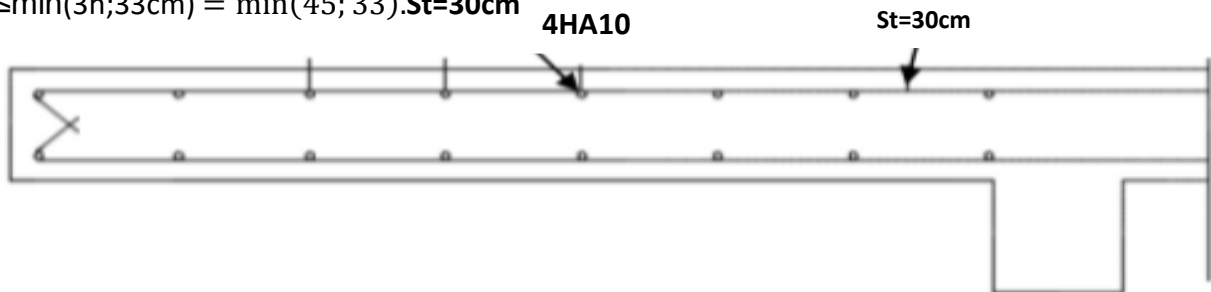


Figure 3.6: ferraillage du balcon

3.3 L'Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment, conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est considéré également comme un élément décoratif). L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade. Sur l'acrotère peut se fixer un élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure.



Figure 3.7: Acrotère

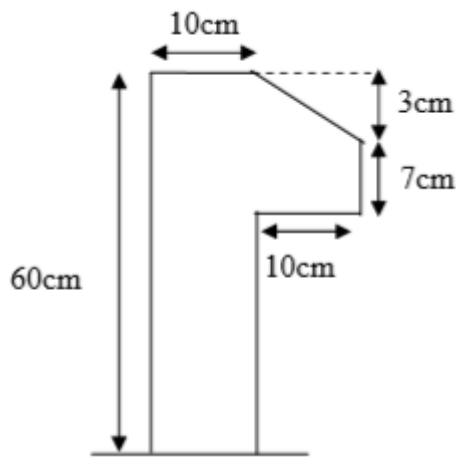


Figure 3.8: Coupe verticale de l'acrotère.

Pois propre de l'acrotère : $G=P.S;$

$$G = [(0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) \times 0.5] \times 25 = 1.712 \text{ KN/ml.}$$

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

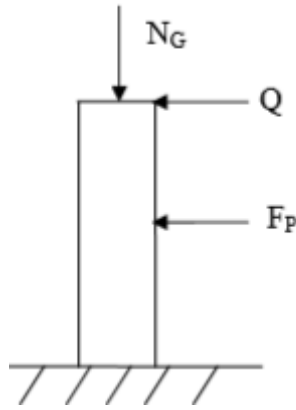


Figure 3.9 : Schéma statique de l'acrotère.

3.3.1 Calcul des sollicitations :

	N(KN)	V(KN)	M(KN)
ELU	2.31	1.5	0.9
ELS	1.71	1	0.6

3.3.2 Calcul du ferraillage :

La section transversale de l'acrotère est (100×10) représentée ci-dessous, avec un enrobage de 3cm les résultats du calcul des armateurs à la flexion composée.

3.3.3 Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow e_u = \frac{0.9}{2.31} = 0.39\text{m}$$

$$(h/2)-c=10/2=2\text{cm} \Rightarrow e_u=39\text{cm} > (h/2)-c=3\text{cm}$$

Dou le Centre de contrainte à l'extérieur de la section définie par le ferraillage l'effort normal(N) est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée, elle sera prise en compte en flexion simple puis on reviendra en flexion composée.

3.3.4 calcul en flexion simple :

Moment fictif

$$M_f = M_u - N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 - 2.31 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1.08\text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.08 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 0.002 < \mu = 0.392 \Rightarrow A_s = 0$$

$$\mu = 0.002 \Rightarrow \beta = 0.999$$

Les armateurs fictifs

$$A_s = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.08 \times 10^3}{0.999 \times 7 \times 348} \Rightarrow A_s = 0.44\text{cm}^2 \text{ Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

La section réelle des armatures :

$$A = A_s \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A = 0.44 \frac{231 \times 10}{348}$$

$$A = 0.37 \text{ cm}^2$$

3.3.5 Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité :

La formule est donnée par le BAEL

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_u - 0.455 \times 7}{39 - 0.285 \times 7} \right) = 0.8 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2 > A_{calcul} = 0.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée par conséquent sous prenons : $A = A_{min} = 0.8 \text{ cm}^2$

Soit : **5HA8=2.51 cm²** avec un espacement **ST=25cm**

3.3.5.2 les armatures de la répartition

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.51}{4} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8=2.01 cm²** avec **St=20cm**

3.3.6 Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes de compression dans l'acier

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

$$\bar{\sigma}_s = \min (266.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec : } \eta = 1.6 \Rightarrow \rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} \Rightarrow \rho = 2.87$$

$$\beta_1 = 0.916,$$

$$\alpha = 0.254$$

$$K = 44.17$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.916 \times 7 \times 2.01} \Rightarrow \sigma_s = 46.55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{cv}$$

- Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{cj}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \Rightarrow \frac{46.55}{44.17} = 1.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{cv}$$

3.3.7 vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10}{100 \times 7} \Rightarrow \tau_u = 0.02 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{Cv}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

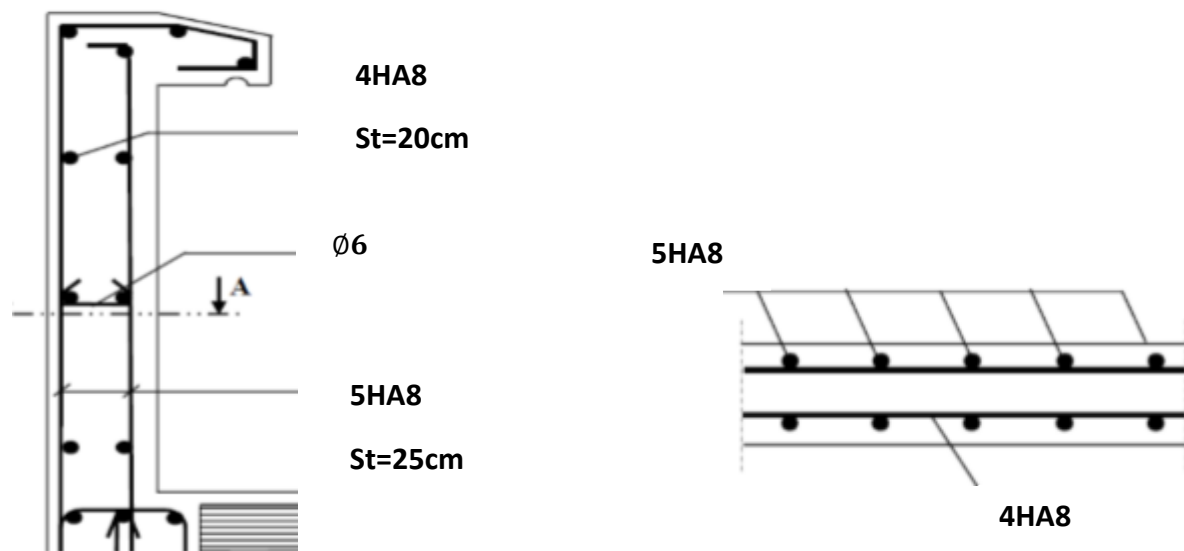


Figure 3.10 : Ferrailage de l'acrotère



CHAPITRE 04

4.1. Calcul et ferraillage d'un portique :

4.1.1 ferraillage des poutres principales :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. On prend la poutre principale la plus sollicitée.

a. Les hypothèses de calcul :

_ Fissuration : peu nuisible

_ Béton: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

_ Acier: Fe400.

_ $d' = 2.5 \text{ cm}$

b. Calcul des sollicitations :

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

$$: g_E = 5.53 \times 3.6 = 19.908 \text{ KN/m}, q_E = 1.5 \times 3.6 = 5.4 \text{ KN/m}.$$

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

$$: g_T = 6.95 \times 3.6 = 25.02 \text{ KN/m}, q_T = 1 \times 3.6 = 3.6 \text{ KN/m}.$$

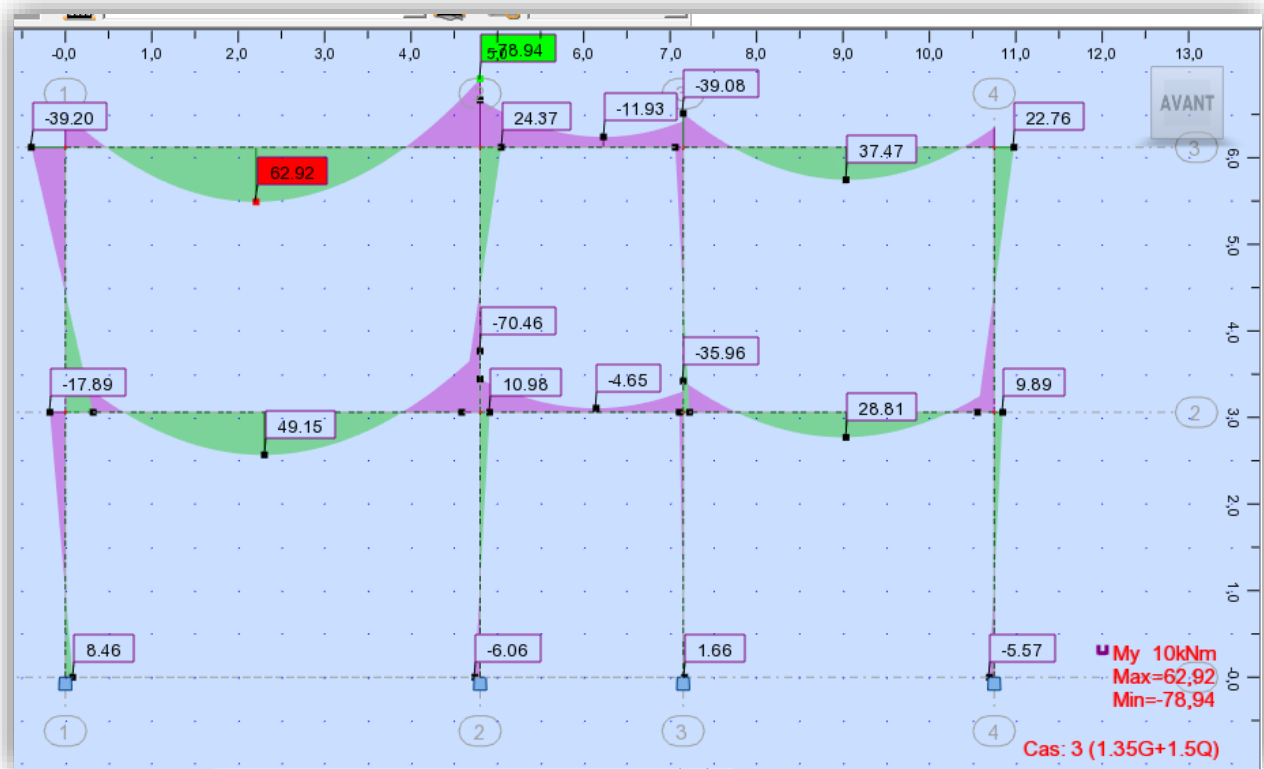


Figure 4.1: les moments à ELU

Pour ELU on a :

La poutre $25 \times 35 \text{ cm}^2$.

Appuis : $M_{max} = 78.94 \text{ kN.m}$

Travées : $M_{max} = 62.92 \text{ kN.m}$

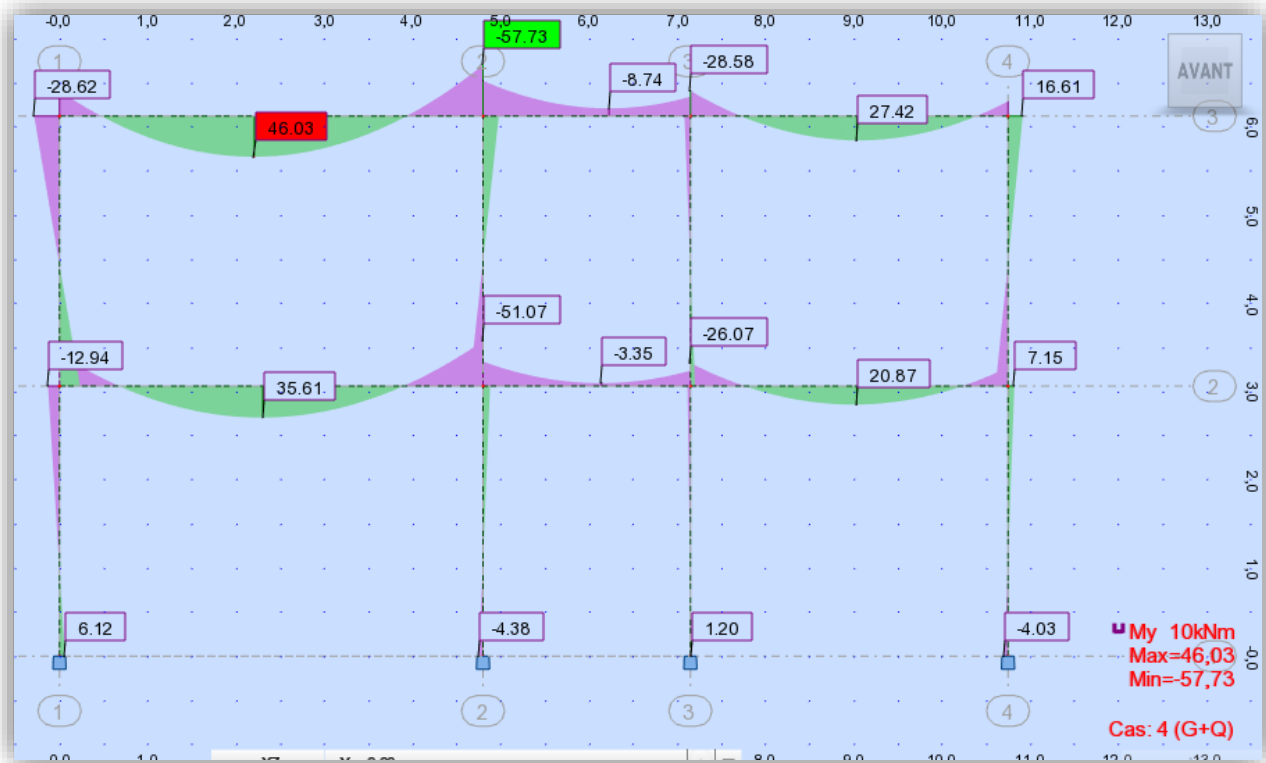


Figure 4.2: les moments à ELS

Pour ELS on a :

Poutre $25 \times 35 \text{ cm}^2$

Appuis : $M_{max} = 57.73 \text{ kN/m}$

Travées : $M_{max} = 46.03 \text{ kN/m}$.

c. Calcul à ELU :

1. Pour le moment en travées :

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

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

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

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

$$\mu_1 = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{62.92 \times 10^3}{25 \times 32.5^2 \times 14.16} \Rightarrow \mu_1 = 0.1682$$

$$\mu_1 < \mu_l \Rightarrow A_s' = 0$$

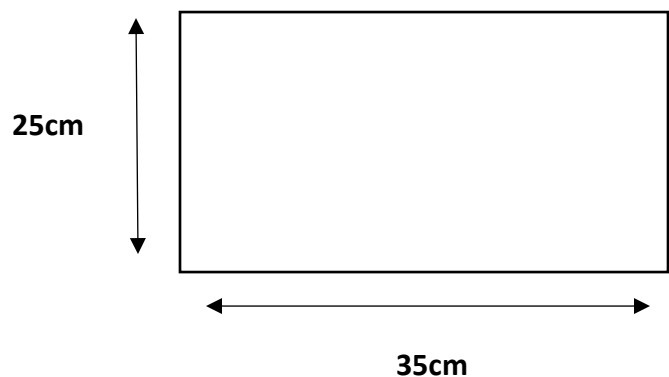


Figure 4.3: Section de poutre

$\mu_l=0.392$ pour $f_e=400\text{MPa}$.

$$\beta=0.907$$

$$\alpha=0.2314 < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A, } \varepsilon_{st}=10\%$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{62.92 \times 10^3}{0.907 \times 32.5 \times 347.82} \Rightarrow A_s = 6.13 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2.$$

On a $f_e=400\text{MPa} \Rightarrow$ vérification de ELSCB

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{62.92}{46.03} = 1.28 ; \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 \text{ vérifier} \Rightarrow \text{ELSCB OK}$$

2. Vérification de ELS :

$$D = 15A_s/b = 15 \times \frac{6.15}{25} = 3.69$$

$$E = 30(A_s \cdot d)/b = 239.85$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 12.23$$

$$I = b \frac{y_1^3}{3} + 15A_s(d - y_1)^2 = 53146.99$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.866$$

$$\sigma_{bc} = K y_1 = 10.59$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{ELSCB ok}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \text{ELSO ok.}$$

Poutre $25 \times 35 \text{ cm}^2$:

Moment max(KN.m)	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix de $A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
Travées	6.13 cm^2	$4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$
Appuis	7.94 cm^2	$4\text{HA}16 = 8.04 \text{ cm}^2$

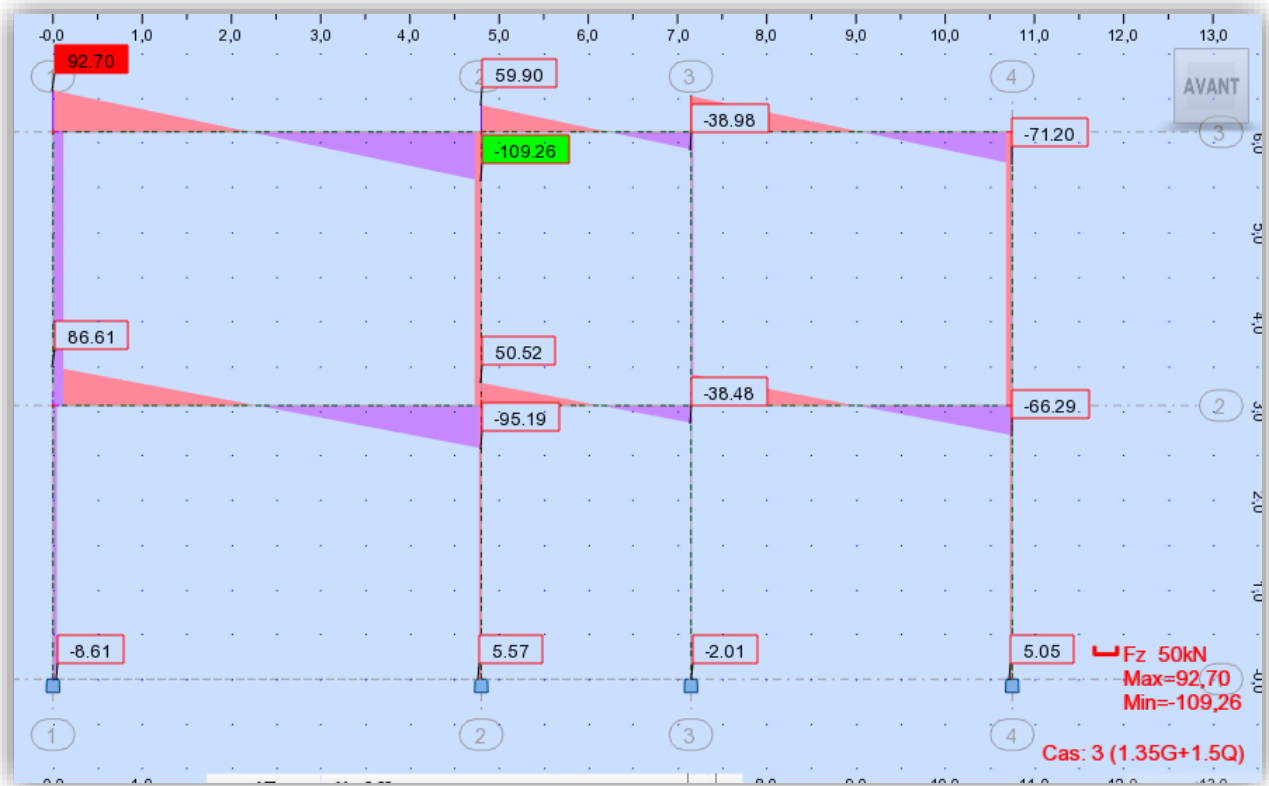


Figure 4.4: les efforts tranchants à ELU

Poutre $25 \times 35 \text{ cm}^2$:

$$V_u = 109.26 \text{ kN}$$

4.1.2 Justification de l'âme d'une poutre :

Poutre $25 \times 35 \text{ cm}^2$:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 1.34 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0.20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right] \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \text{CV.}$$

1. Calcul des armatures transversales :

_Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \phi_l^{\min} ; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

_Espacement des armatures transversales :

$$1. S_t \leq \min [0.9d ; 40] \Rightarrow S_t = 29.25 \text{ cm}$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times 0.9}{\gamma_s \times b (\tau_u - 0.3 f_{tj})} = \frac{2.01 \times 235 \times 0.9}{1.15 \times 25 (1.34 - 0.3 \times 2.1)} ; A_t = 4 \times \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 2.01 \Rightarrow S_t = 20.82 \text{ cm}.$$

Zone nodale:

$$3. S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_t) \Rightarrow S_t = 8.75 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$4. S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 17.5 \text{ cm}$$

2. Vérification des armatures transversales :

Poutre $25 \times 35 \text{ cm}^2$:

Zone nodale :

$$A_{t_{min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.65 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{t_{min}} = 0.003 \times S_t \times b = 1.31 \text{ cm}^2$$

4.2 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux de la structure sont soumis à 2 types de forces :

- Forces verticales : dues aux efforts normaux de traction ou compression.
- Forces horizontales : dues à la force du séisme qui provoque des efforts tranchants et des moments fléchissant, donc seront calculés en flexion composée.

Ferraillage longitudinal :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (S.P.C).
- Une section entièrement comprimée (S.E.C).
- Une section entièrement tendue (S.E.T).

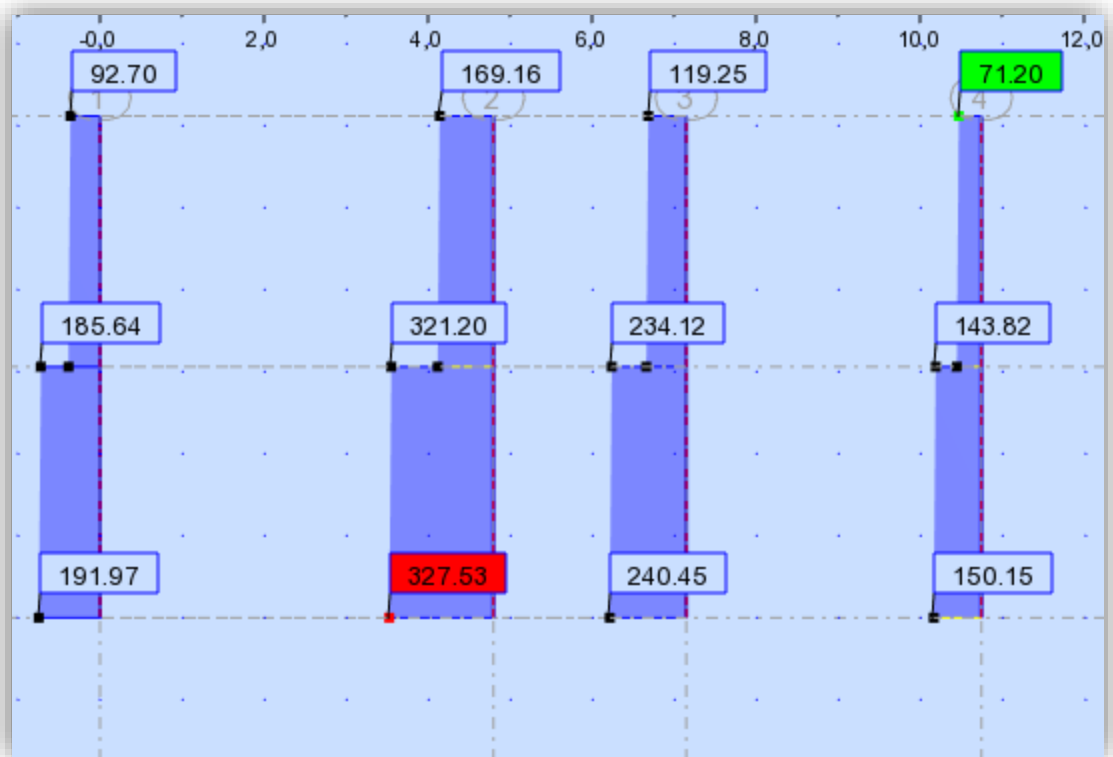


Figure 4.5: les efforts tranchants

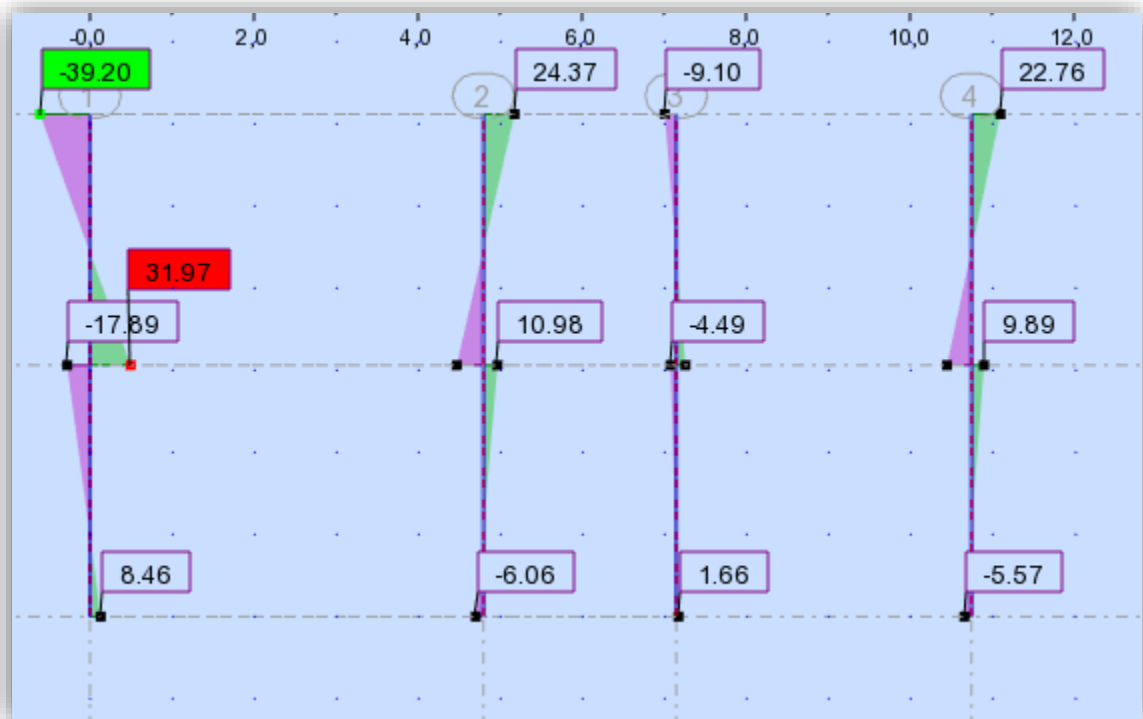


Figure 4.6: les moments à ELU

$$\begin{aligned}
 1_Nu_{max} &= 327.53 \text{ KN} \rightarrow Mu = 6.06 \text{ KN.m} \\
 2_Mu_{max} &= 39.20 \text{ KN.m} \rightarrow Nu = 92.70 \text{ KN} \\
 3_Nu_{min} &= 71.22 \text{ KN} \rightarrow Mu = 22.76 \text{ KN.}
 \end{aligned}$$

Flexion composée (F. S+C) :

Section rectangulaire à ELU :

$$1_Nu_{max} = 327.53 \text{ KN} \rightarrow Mu = 6.06 \text{ KN.m}:$$

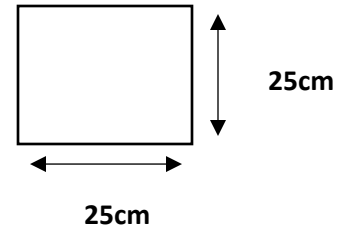


Figure 4.7: Section de poteau

$$(0.337h - 0.8d') b \times h f_{bu} \leq Nu (d - d') - M_1 \text{ avec } M_1 = M_u + N_u (d - \frac{h}{2})$$

$$0.056 > 0.026 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Si $\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20\frac{e_1}{h})$ avec $e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow$ prise en compte forfaitaire des effets du second ordre (flambement).

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = 0.018; e_a = \max(2\text{cm}; \frac{l}{250}) = 2\text{cm} \Rightarrow e_1 = 0.038\text{m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) \text{ avec } \emptyset = 2; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{3.44}{4.38} = 0.785 \Rightarrow e_2 = 0.019\text{m}$$

$$e' = e_1 + e_2 \Rightarrow e' = 0.057\text{m}$$

Sollicitations corrigées : $N_u' = N_u$

$$M_u' = N_u' e' = 0.0186 \text{ MN}$$

$$M_1' = M_u' + N_u' (d - \frac{h}{2}) = 0.0516 \text{ MN}$$

$$\mu = \frac{M_1'}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.0516 \times 10^6}{25 \times 22.5^2 \times 14.16} = 0.287 \Rightarrow \beta = 0.826; \alpha = 0.4361 \Rightarrow As' = 0$$

$$As = \frac{M_1'}{\beta d \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = \frac{0.0516 \times 10^6}{0.826 \times 22.5 \times 347.82} - \frac{347.82 \times 10}{347.82} \Rightarrow As = -1.43 \text{ cm}^2.$$

$$2_Mu_{max} = 39.20 \text{ KN.m} \rightarrow Nu = 92.70 \text{ KN}:$$

$$(0.337h - 0.8d') b \times h f_{bu} \leq Nu (d - d') - M_1 \text{ avec } M_1 = M_u + N_u (d - \frac{h}{2})$$

$$0.056 > -0.030 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Si $\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20\frac{e_1}{h})$ avec $e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow$ prise en compte forfaitaire des effets du second ordre (flambement).

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = 0.42; e_a = \max(2\text{cm}; \frac{l}{250}) = 2\text{cm} \Rightarrow e_1 = 0.442$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) \text{ avec } \emptyset = 2; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{24.91}{28.62} = 0.870 \Rightarrow e_2 = 0.02$$

$$e' = e_1 + e_2 \Rightarrow e' = 0.462$$

Sollicitations corrigées : $N_u' = N_u$

$$M_u' = N_u' e' = 0.04282 \text{ M.N}$$

$$M_1' = M_u' + N_u' (d - \frac{h}{2}) = 0.05209$$

$$\mu = \frac{M_1'}{bd^2 f_{bu}} = 0.286 \Rightarrow \beta = 0.827; \alpha = 0.4322 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M_1'}{\beta d \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 5.25 \text{ cm}^2.$$

3_Nu_min = 71.22 KN → Mu = 22.76 KN:

$$(0.337h - 0.8d') b \times h f_{bu} \leq N_u (d - d') - M_1 \text{ avec } M_1 = M_u + N_u (d - \frac{h}{2})$$

$$0.056 > -0.0156 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Si $\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$ avec $e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow$ prise en compte forfaitaire des effets du second ordre (flambement).

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = 0.319; e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 0.340$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) \text{ avec } \emptyset = 2; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{14.41}{16.6} = 0.868 \Rightarrow e_2 = 0.0205$$

$$e' = e_1 + e_2 \Rightarrow e' = 0.360$$

Sollicitations corrigées : $N_u' = N_u$

$$M_u' = N_u' e' = 0.0256 \text{ M.N}$$

$$M_1' = M_u' + N_u' (d - \frac{h}{2}) = 0.0327 \text{ M.N}$$

$$\mu = \frac{M_1'}{bd^2 f_{bu}} = 0.182 \Rightarrow \beta = 0.899; \mu_l = 0.2531 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M_1'}{\beta d \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 2.60 \text{ cm}^2.$$

As_max = 5.25 ⇒ 4HA14 = 6.15 cm²

Les armatures transversales :

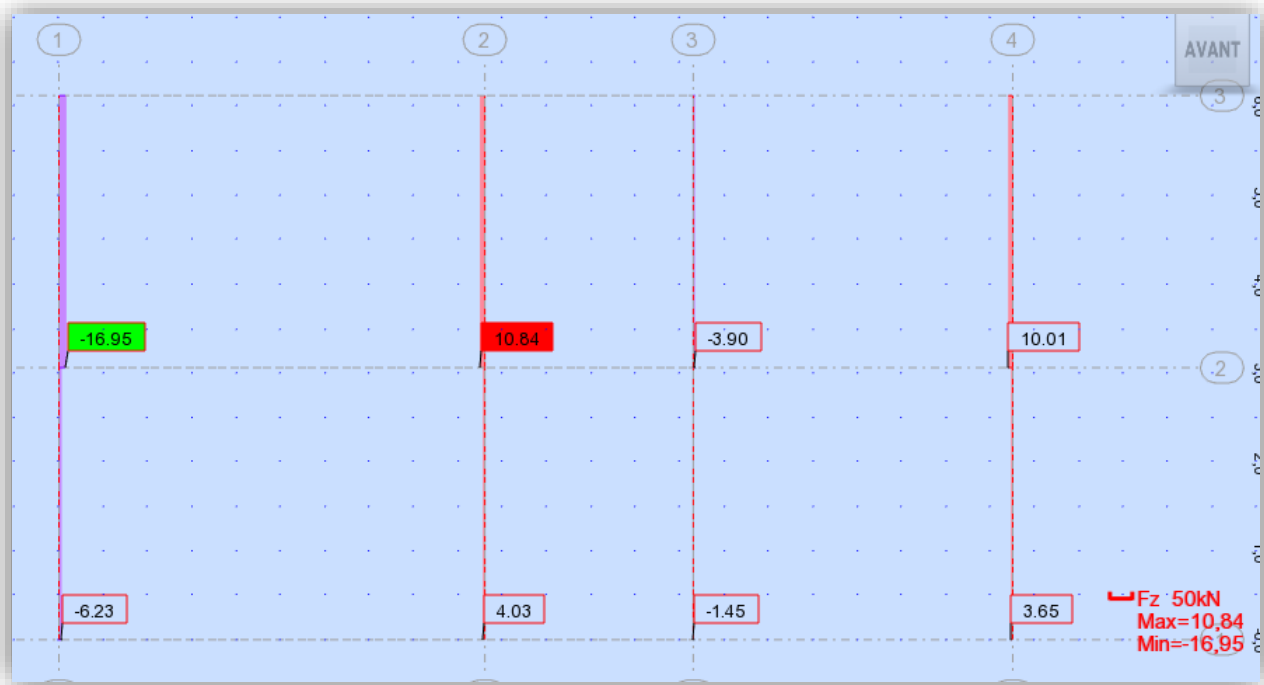


Figure 4.8: les efforts normaux

Poteaux $25 \times 25 \text{ cm}^2$:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.123 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0.20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \right] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

4.2.1: Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

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

Espacement des armatures transversales :

$$1. S_t \leq \min [0.9d ; 40] \Rightarrow S_t = 22.5 \text{ cm}$$

$$2. S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times 0.9}{\gamma_s \times b (\tau_u - 0.3 f_{tj})} ; A_t = n \times \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 1.13 \Rightarrow S_t = -16.39 \text{ cm.}$$

selon RPA:

zone nodale:

$$3. S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_t) \Rightarrow S_t = 6.25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm.}$$

Zone courante :

$$4. S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 12.5\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}.$$

_Vérification :

Zone nodale :

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

Zone courante :

$$At_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.5\text{cm}^2.$$

4.3 Les fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception est réalisée découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (radier, semelle, simple sur le sol), soit par l'intermédiaire d'un autre organe (pieux).

4.3.1 Type des fondations :

1- les fondations superficielles :

- *continues sous un mur.
- *continues sous des poteaux (excentrées)
- *les radiers.
- *plots et longrines préfabriquées.

2 - les fondations semi-profondes :

- *les puits.

3 - les fondations profondes :

- *les pieux.

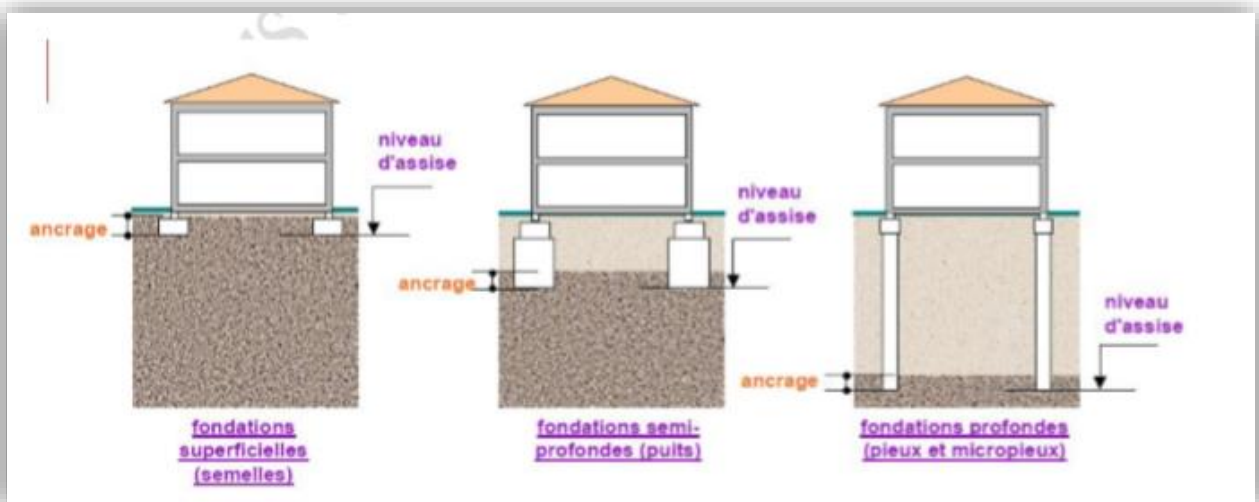


Figure 4.9: Classification des fondations.

Les fondations répartissent les charges d'un ouvrage sur le sol de façon à ce que la charge totale sur le sol soit inférieure ou égale à son taux de travail maximum.

$$\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma_{sol}}.$$

4.3.2 Dimensionnement d'une semelle sous un mur :

_seule la largeur est à déterminer, la longueur étant celle du mur à supporter.

_ les charges à état limite ultime de résistante et de service à la base du mur sont calculées par mètre linéaire de mur

_la contrainte du sol est supposée uniformément répartie et doit vérifier la condition de résistance suivante :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_u}{A} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{d'où} \quad A \geq N_u / \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

N_u : charge d'ultime en MN/ml

A : largeur de la semelle en m.

$\overline{\sigma_{sol}}$: contrainte admissible du sol en MPA.

La largeur utile « d » doit vérifier la condition suivante :

$$d > \frac{A - a}{4}$$

La hauteur « h » de la semelle est égale à : $h = d + 5$

4.3.3 Dimensionnement d'une semelle isolée sous un poteau :

la longueur et la largeur de ces fondations sont à déterminer et doivent vérifier la condition de résistance suivante :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_u}{A.B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{on a } A=B \Rightarrow A^2 \geq N_u / \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{N_u / \overline{\sigma_{sol}}}.$$

Avec :

N_u : charge d'ultime en MN/ml.

A.B: largeur et longueur de la semelle en m.

$\overline{\sigma_{sol}}$: contrainte admissible.

Groupe 01 :

$$\text{On a: } N_u = 278.90 \text{ KN} \Rightarrow A \geq \sqrt{278.90/2 \times 10^2}. \quad \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars.}$$

$$A = 1.18 \text{ m.}$$

$$D = \frac{A-a}{4} = \frac{1.14-0.25}{4} = 0.232 \text{ m}$$

$$H = d + 5 = 0.225 + 0.05 = 0.282 \text{ m.}$$

	Groupe 01	Groupe 02	Groupe 03	Groupe 04
$N_u \text{ (KN)}$	278.9	194.947	116.277	99.747
$A \text{ (m)}$	1.18	0.987	0.762	0.706
$D \text{ (m)}$	0.232	0.187	0.128	0.114
$H \text{ (m)}$	0.282	0.234	0.178	0.164

On adopte pour tous les semelles :

$$A = 1.20 \text{ m.}$$

$$H = 0.300 \text{ m.}$$

4.3.4 Calcul du ferraillage :

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPA.}$$

Groupe 01:

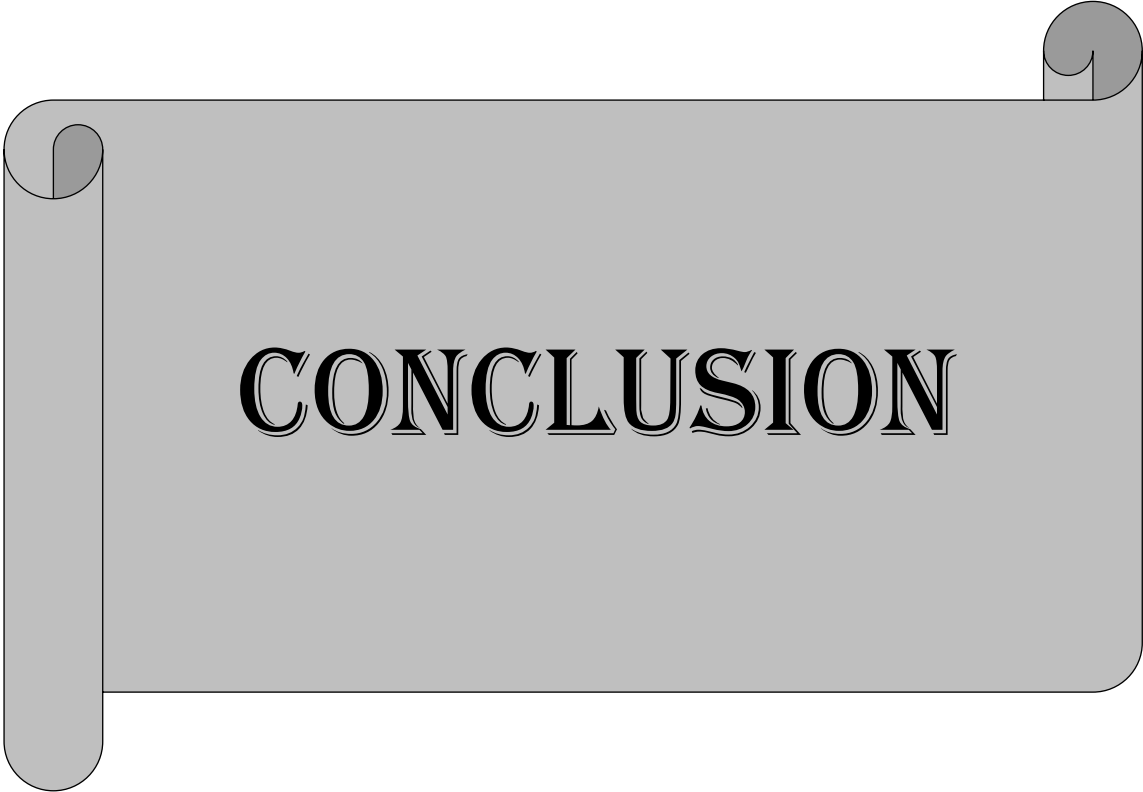
$$A_s = \frac{278.90(1.20 - 0.25) \times 10}{8 \cdot 0.232 \cdot 347.82}$$

$$A_s = 4.10 \text{ cm}^2.$$

On adopte: $A_s = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

	Groupe 01	Groupe 02	Groupe 03	Groupe 04
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	3.759	2.80	1.671	1.43
Le choix $\text{(cm}^2\text{)}$	4HA12=4.52	3HA12=3.39	2HA12=2.26	2HA12=2.26

*On adopte pour toutes les semelles : $A_s = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$.



CONCLUSION

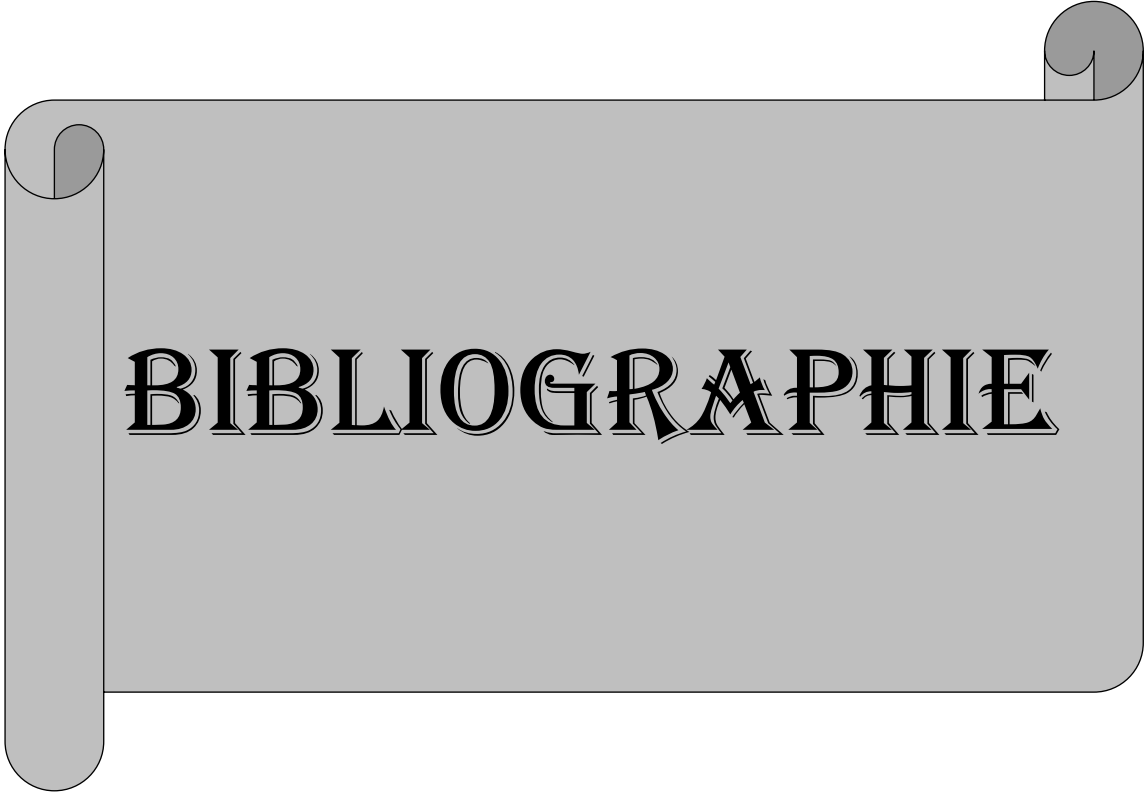
Conclusion générale

Ce projet consiste à étudier une habitation (R+1) qui est sera implanté dans la wilaya de Djelfa, il nous a permis de concrétiser nos connaissances scientifiques théoriques acquises au cours de notre parcours universitaire.

Cette expérience, qui est la première pour nous, nous amené à maitriser les différentes étapes nécessaires pour étudier un bâtiment en béton armé et de comprendre le comportement des différents éléments de la structure, notamment, en ce qui concerne l'utilisation des logiciels de calcul tel que le Robot Bat et l'application des règlement techniques (RPA99, BAEL91).

En fin nous espérons avoir atteint nos objectifs estimés de ce travail que nous résumons dans les points suivants :

- . L'exploitation d'une large documentation à savoir : les règlements, les mémoires d'autres étudiants, les livres de béton et d'RDM et en particulier, les logiciels.
- . Le pouvoir de choisir entre les différentes méthodes de dimensionnement et de ferraillage et d'exploiter les résultats obtenus.
- . La maitrise du calcul et la transformation des résultats en un plan simple explicatif.



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

⇒ Règlements :

- _ RPA99V2003 : Règles parasismiques algériennes.*
- _ CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.*
- _ DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).*
- _ DTR B.C.2.42 : Document technique réglementaires (règles de conception et de calcul des parois et murs en béton armé).*

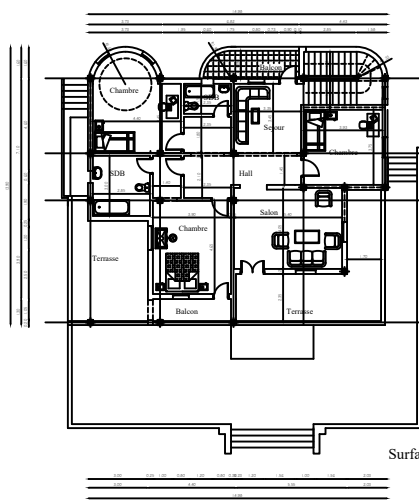
⇒ Livres :

- _Jean-Marie Husson ; Etude des structures en béton armé (BAEL91R99).*
- _ Jean-Paul Jaccoud ; Dimensionnement des structures en béton.*

⇒ Logiciels.

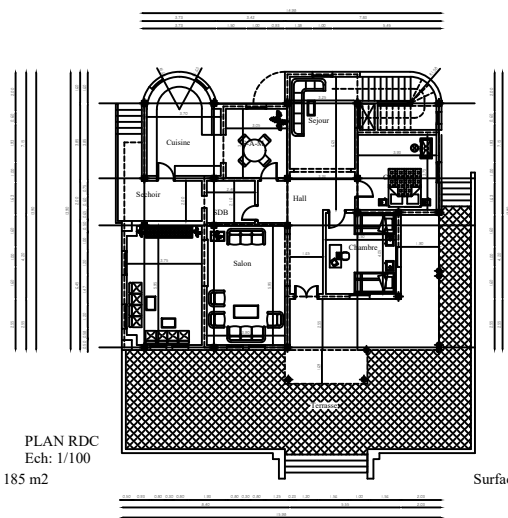
- _ AUTOCAD 2018.*
- _Autodesk Robot 2016.*

ANNEXE

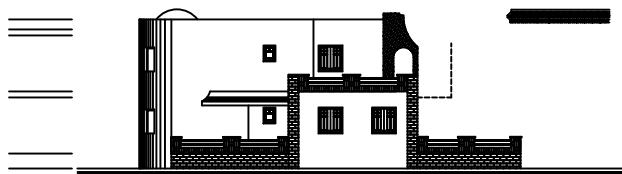


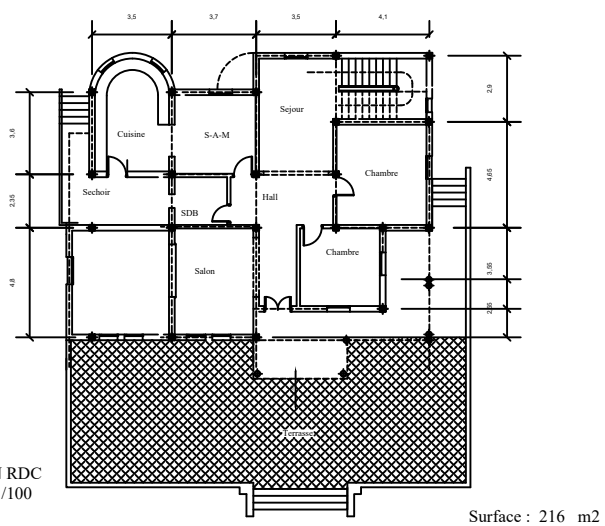
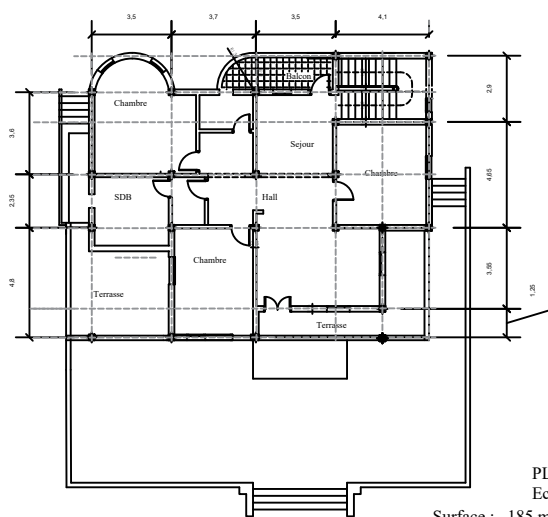
Surface : 185 m²

PLAN RDC
Ech: 1/100



Surface : 216 m²





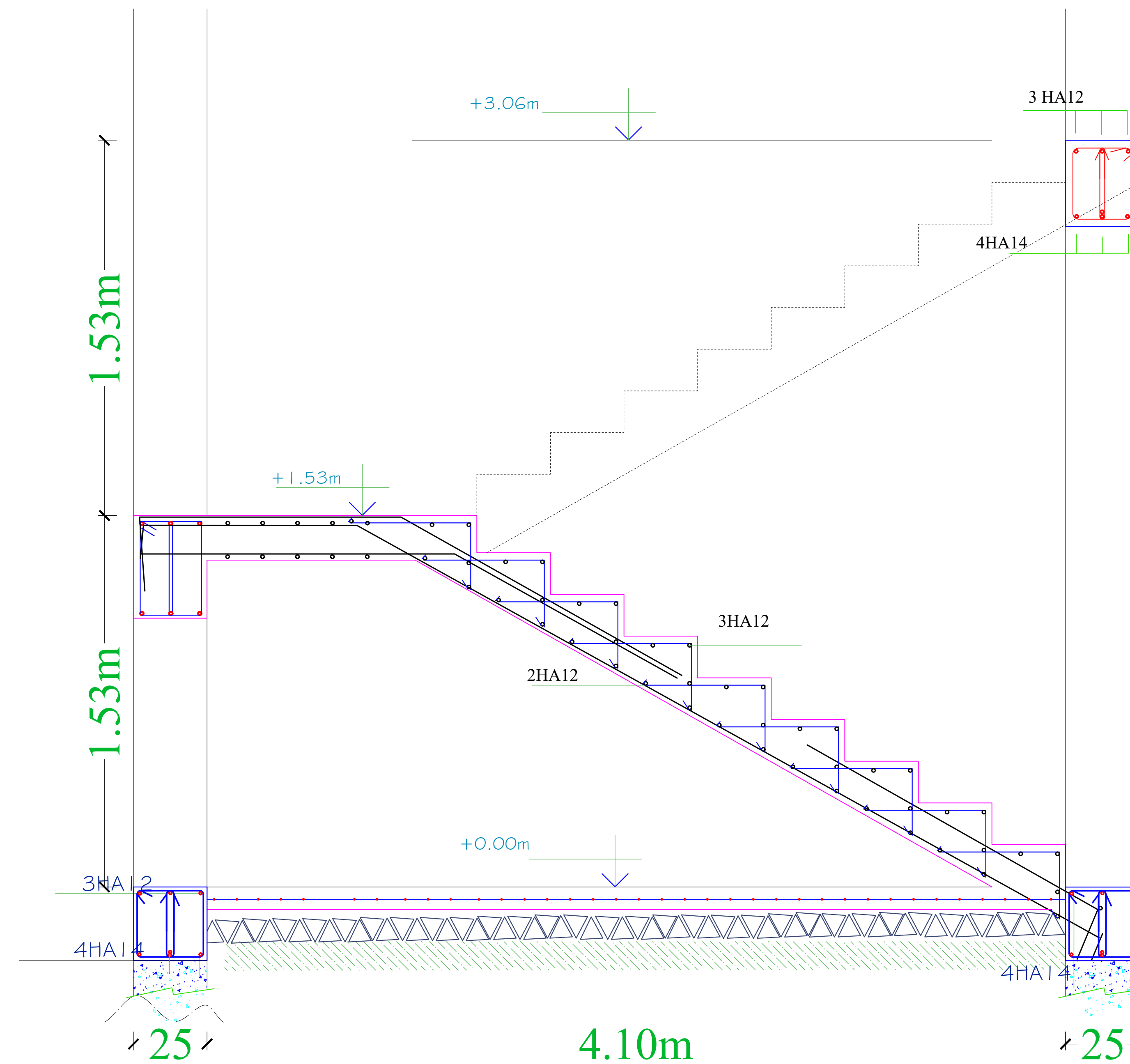
plan de position des poteaux



Plan DE COFFRAGE DE LONGRINE



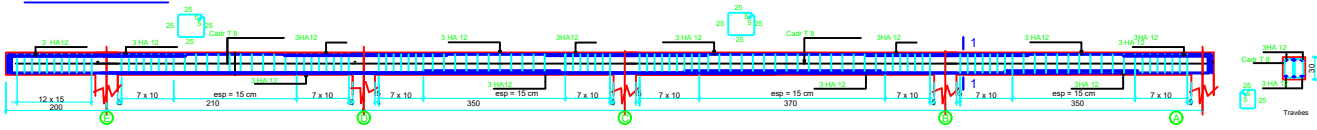
DE COFFRAGE DE PLANCHER NIV=+3.06



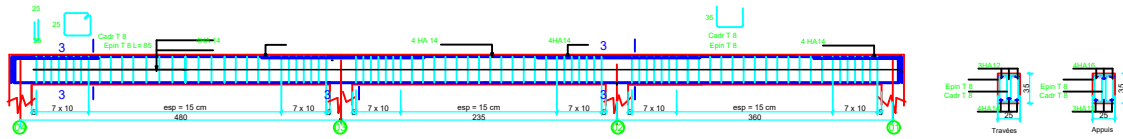
Ferrailage de l'escalier

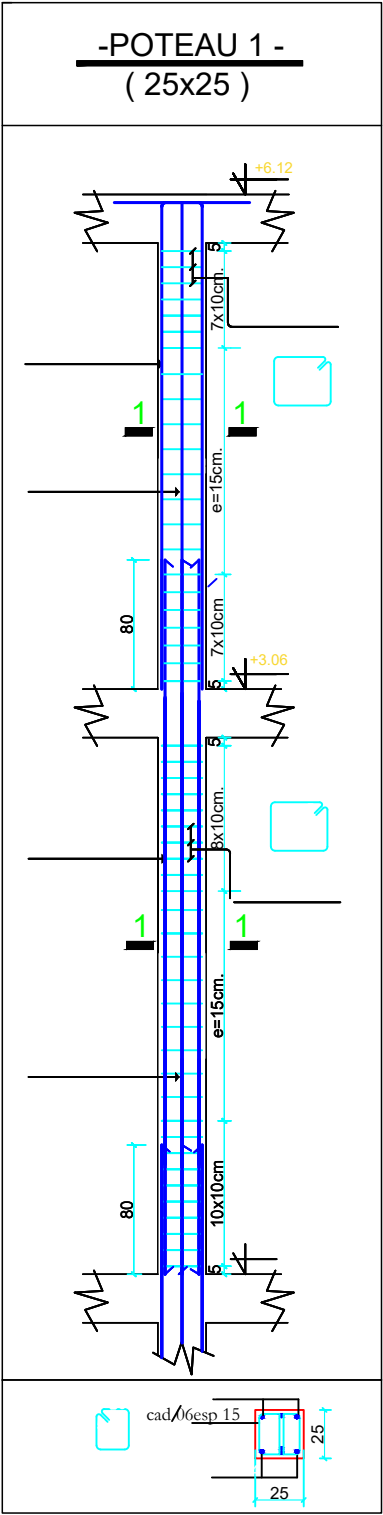
FERRAILLAGE (CHAINAGES-POUTRE)

-CH- (25 X 30)

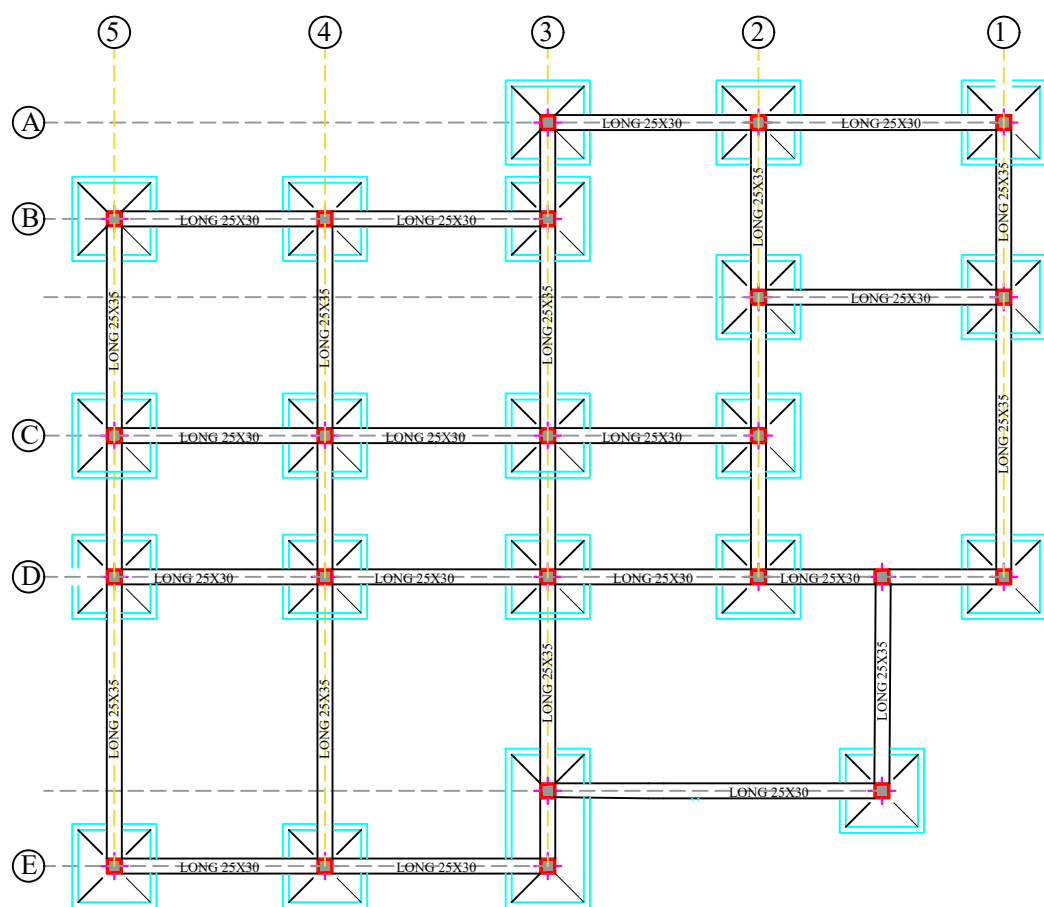


poutre-(25x35)





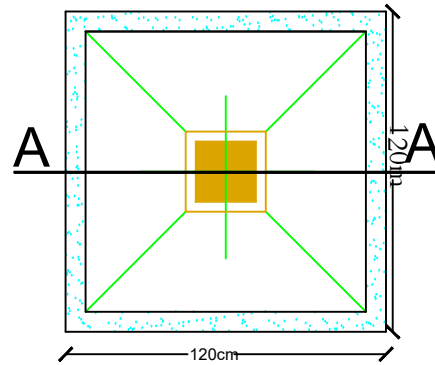
**FERRAILLAGE
DU POTEAU**



PLAN DE COFFRAGE DE FONDATIONS

COFF-FERR TYPE DE SEMELLE ISOLE
POTEAU (25 x 25)

SEMELLE TYPE (1.20*1.20)



COUPE A-A

