



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة غرداية

Université de Ghardaïa

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie

قسم هندسة المدنية

Département de Génie Civil

N° d'enregistrement

/...../...../...../...../.....

Thème

**Etude d'une Bâtiment à usage d'habitation
(RDC+1)**

Présente par : G8

Haba Sarah

Hachani Nour Djihane

Oulad Mebarek Aya

ENCADRE PAR :

M .SALHI AIMAD

Année universitaire : 2024/2025





Dédicace



Je remercie dieu de m'avoir donnée santé, courage tout au long de mes études. Avec beaucoup de bonheur et d'amour je dédie ce modeste travail, fruits de mes longues années d'études

Avec tout mon amour et ma gratitude, je dédie ce travail à...

Mes chers parents, qui ont toujours été mon soutien et mon pilier à chaque étape. Merci pour vos sacrifices et vos prières qui m'ont accompagné tout au long de ce parcours.

Mon professeur encadrant, SALHI AIMAD merci pour vos précieuses orientations qui ont éclairé mon chemin dans la recherche et la connaissance.

Mes camarades de promotion, avec qui j'ai partagé cette aventure. Je vous souhaite à tous réussite et succès.

À tous ceux qui m'ont soutenu, ne serait-ce que par un mot, je vous exprime toute ma reconnaissance et mon respect.

✍ [Votre Nom]

📅 [Année]



Remerciements

Nous exprimons notre profonde gratitude à *Allah*, le Tout Miséricordieux, pour la force et la patience qui nous ont permis d'achever ce travail.

Nos sincères remerciements vont à nos chers parents pour leur soutien et leurs encouragements constants.

Toute notre reconnaissance à notre encadrant, *M. Salhi Imad*, pour sa confiance et ses précieuses orientations tout au long de cette recherche.

Nous remercions également nos enseignants de l'Université de Ghardaïa, *Faculté de Génie Civil*, pour leur contribution à notre formation académique.

Nos remerciements vont aussi aux membres du jury, qui nous font l'honneur d'évaluer ce travail.

Enfin, un grand merci à nos collègues et amis, ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de cette recherche et nous ont soutenus tout au long de notre parcours.

*Hachani Nour Djihane * Haba Sarra * Oulad Mebarek
Aya

الملخص

يتمحور هذا المشروع حول دراسة وتصميم مبنى مكون من طابق سفلي وطابق واحد يقع في بلدية غرداية (ولاية غرداية)، المصنفة وفقًا للقواعد الزلزالية الجزائرية (RPA 99) إصدار 2003 (في المنطقة (0) ذات النشاط الزلزالي الضعيف جدًا).

تم استخدام برنامج **ROBOT 2025** لتحليل العناصر الإنشائية للمبنى، الذي يُصمم للاستخدام السكني أو التجاري، ويتكون من هيكل خرسانة مسلحة. تم تحديد الأحمال المختلفة (الميتة، الحية، والزلازل) وفقًا للمعايير المعتمدة، رغم تصنيف المنطقة في نشاط زلزالي منخفض.

تم التركيز على حساب ابعاد العناصر الانشائية مثل الاعمدة والجدران باستخدام المعايير **BAEL91** و **CBA93** وباستخدام **ROBOT 2025** لضمان استجابة المبنى بشكل سليم في حالة حدوث الزلازل مع الاخذ في الاعتبار استدامة الهيكل وتوفير الأمان الكامل للمبنى.

Résumé

Ce projet porte sur l'étude et la conception d'un bâtiment composé d'un RDC+1, situé dans la commune de Ghardaïa (wilaya de Ghardaïa), classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99, édition 2003) en zone 0, caractérisée par une très faible activité sismique.

Le logiciel **ROBOT 2023** a été utilisé pour l'analyse des éléments structurels du bâtiment, qui est conçu pour un usage résidentiel ou commercial et se compose d'une structure en béton armé. Les différentes charges (permanentes, d'exploitation et sismiques) ont été déterminées conformément aux normes en vigueur, bien que la région soit classée en zone de faible activité sismique.

L'accent a été mis sur le dimensionnement des éléments structurels tels que les poteaux, en utilisant les normes **BAEL91** et **CBA93**, ainsi que le logiciel **ROBOT 2025**, afin de garantir une réponse optimale du bâtiment en cas de

Summary

This project focuses on the study and design of a building consisting of a basement and one floor, located in the municipality of Ghardaïa (Wilaya of Ghardaïa), classified according to the Algerian Seismic Regulations (RPA 99, 2003 edition) in Zone 0, characterized by very low seismic activity.

The ROBOT 2025 software was used to analyze the structural elements of the building, which is designed for residential or commercial use and consists of a reinforced concrete structure. The different loads (dead, live, and seismic loads) were determined in accordance with the applicable standards, despite the region being classified as a low seismic activity zone.

The focus was placed on the dimensioning of structural elements such as columns and shear walls, using the BAEL91 and CBA93 standards and ROBOT2025 software to ensure the building's proper response in the event of an earthquake, while considering the structure's durability and ensuring complete safety.

Abstract

This project presents a detailed study of a mixed-use building combining residential and commercial functions. The structure consists of a basement and a single upper floor, located in the Wilaya of Ghardaïa, a region classified as a very low seismic activity zone according to [RPA99 \(2003 version\)](#).

The study is based on modern calculation and design standards for reinforced concrete structures, following [RPA99 \(2003 version\)](#) and [BAEL91 \(modified 1999\)](#). It is divided into four main parts:

1.General Description & Preliminary Design: Includes the project presentation, material properties, preliminary structural design, and load distribution.

2.Analysis of Secondary Elements: Covers the study of beams, stairs, parapets, balconies, elevator shafts, and solid slabs.

3.Structural Analysis under Different Loads: this part examines the effects of permanent, operational, and seismic loads, considering the limited seismic impact due to the region's low seismic activity.

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الاستخدامات يجمع بين الوظائف السكنية والتجارية. يتكون الهيكل من طابق سفلي وطابق علوي واحد، ويقع في ولاية غرداية، وهي منطقة مصنفة ضمن نطاق (إصدار 2003) RPA99 النشاط الزلزالي الضعيف جدًا وفقًا لـ.

RPA99 تعتمد الدراسة على معايير حديثة لحساب وتصميم الهياكل الخرسانية المسلحة، وفقًا لـ (المعدل سنة 1999). وهي مقسمة إلى أربع أجزاء رئيسية BAEI91 (إصدار 2003) و

الوصف العام والتصميم الأولي: يشمل تقديم المشروع، خصائص المواد، التصميم الهيكلي الأولي، وتوزيع الأحمال

تحليل العناصر الثانوية: يتناول دراسة الكمرات، السلالم، الدعامات، الشرفات، أعمدة المصعد، والبلاطات المصمتة

، يتم فحص تأثير الأحمال SAP2000 التحليل الهيكلي تحت تأثير الأحمال المختلفة: باستخدام برنامج الدائمة، الحية، والزلازل، مع الأخذ في الاعتبار التأثير الزلزالي المحدود نظرًا لانخفاض النشاط الزلزالي في المنطقة

حساب تسليح العناصر الإنشائية: تحديد كمية التسليح المطلوبة للأعمدة، الكمرات، الجدران، والأساسات، مع إمكانية تقليل متطلبات التسليح الزلزالي مقارنة بالمناطق ذات النشاط الزلزالي المرتفع

BAEI91، (إصدار 2003) RPA99، SAP2000 الكلمات المفتاحية: مبنى، خرسانة مسلحة، (المعدل 1999)، منطقة ذات نشاط زلزالي ضعيف

Table des matières

	Page
1-Historique	1
2. Introduction générale	2
CHAPITRE 1 : Présentation de l'ouvrage	
1 .1 Présentation du projet	5
1 .1.1 Introduction	5
Caractéristiques.	5
-Situation.	6
-L'ossature.	7
1.2 Présentation de l'ouvrage	7
-Cage d'escalier.	
-Maçonnerie.	
-Revêtement.	
1.2.2 Ossature et système constructif adopté	
Caractéristique physiques et mécaniques des matériaux	
-Béton.	
-Acier.	
-contrainte de cisaillement	
1.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol	12
CHAPITRE 2 : Pré dimensionnement et descente de charge	
1. Prédimensionnement des éléments	17
1.2. Définition	17
Descente de charge.	17
Les surcharges d'exploitation Q .	21
Les charges permanentes G .	21
1.3Les portiques.	
Les poutres	
Les poteaux.	
1.4Planchers.	
2. planchers à corps creux	22
-Pré dimensionnement des poutrelles.	
-Les armatures transversales.	
2.1. Ferrailage de la dalle de compression	
CHAPITRE 3 : Le Ferrailage des éléments secondaires.	
1.1. Terminologie d'un escalier.	36

1.2. Vérification de la formule de BLONDEL.	36
1.3. Détermination de la hauteur et la largeur de la marche	37
1.4. Calcul les sollicitations	40
1.5. Vérification de la formule de BLONDEL.	42
1.6. Calcul du ferrailage	43
1.4. L'Acrotère	
1.1. Calcul des sollicitations	
1.2. Calcul du ferrailage.	
1.3. Calcul de l'excentricité.	44
1.4. Calcul en flexion simple.	
1.5. Vérification à l'ELU.	46
1.6. Vérification à l'ELS.	
Calcul et ferrailage d'un portique.	
1.1. Ferrailage des poutres	
1.2. Justification de l'âme d'une poutre.	
1.3. Calcul des armatures transversales	52
1.4. Le ferrailage des poutres principales.	

CHAPITRE 4 : Fondation	
1. Les fondations	59
1.1. Type des fondations	59
1.2. Classification des fondations.	60
1.3. Calcul du ferrailage	61
Conclusion générale.	
Bibliographie	
Annexe	

Liste de Tableaux

tableau1-1 caracterstiques géometrique	6
tableau1-2 cefficient dapplication	11
tableau1-3 caracterstiques mecaniques des acier	13
tableau1-4 charges et surcharges du plancher terrassa	23
tableau1-5 charges et surcharges du etages courant	24
tableau1-6 evaluation des charges permanant dans les murs interieurs	25
tableau1-7 evaluation des charges revenant aux étage courant dalle pleine	25
tableau1-8 conclusion	27
tableau1-9 descent des charges	29
tableau1-10 calcul ferrailafe -palier	39
tableau1-11 volée	39
tableau1-12 calcules sollicitation	41
tableau1-13 calcules ferrailages fondation	61
tableau1-14 choix ferrailages fondation	61

Liste de Figures

1.1 diagramme parabole rectangulaire	10
1.2 diagramme rectangulaire simplifié	11
1.3 diagramme contrainte déformation	14
1.4 poutre principale	17
1.5 poutre secondaire	18
1.6.1 section de poteaux rectangulaire	20
1.6.2 section de poteaux 30*30	20
1.7.1 plancher terrasse inaccessible	22
1.7.2 schéma d'un plancher en corps creux	22
1.8 section d'une poutrelle	28
2. les éléments d'une volée d'escalier	38
2.1 schéma représente vue plan d'escalier	38
2.2 schéma statique	40
2.3 acrotère	43
2.4 schéma statique acrotère	44
2.5 ferrailage de acrotère	46
3. classifications de fondations schéma	61

Liste des abréviations

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 de l'acier
ε_s	Allongement ou raccourcissement de l'acier
$\bar{\tau}_u$	Contrainte admissible de cisaillement
$\varnothing_t$	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
$\bar{\tau}$	Contrainte ultime de cisaillement
ν	Coefficient de poisson
B_r	Section réduite du poteau

Introduction Générale

Introduction Générale

1-Historique :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'artetc. il permet d'avoir des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois. En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambot** et Joseph Monnier imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut-être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

2. Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

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

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

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

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

1.1 Présentation du projet :

1.1.1 Introduction :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

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

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**CBA 93, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

1.2 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet porte sur l'étude et la conception d'un bâtiment composé d'un RDC et d'un étage, situé dans la commune de Ghardaïa (wilaya de Ghardaïa), classée selon les **règles parasismiques algériennes (RPA 99, édition 2003)** en **zone 0**, caractérisée par une très faible activité sismique.

Le logiciel **ROBOT 2014** a été utilisé pour l'analyse des éléments structuraux du bâtiment, conçu pour un usage résidentiel ou commercial et constitué d'une structure en béton armé. Les différentes charges (**permanentes, d'exploitation**) ont été déterminées conformément aux normes en vigueur, malgré la classification de la région en zone de faible activité sismique.

Le sous-sol a été utilisé comme parking, RDC pour vocation commerciale (magasins), le autre étage est de logements d'habitation.

1.2.1 Caractéristiques géométriques :

Hauteur des étage courants	3.06m.
Hauteur de RDC	3.06m.
Hauteur totale de bâtiment	7.23m
Langueur totale de bâtiment a la base en plan	19.90m.
Largeur totale du bâtiment a la base en plan	11.50m

Tableau.1.1 : caractéristiques géométriques**1.2.2 Ossature et système constructif adopté :****➤ Ossature :**

Il s'agit d'une structure auto-stable réalisée en système de portique (poteaux-poutres).

➤ Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

- Simplicité d'exécution.
- Adaptation aux portées réduites de notre projet.
- Reduction du poids propre du plancher .
- Rentabilité économique.

➤ Escalier :

On a un seul type d'escalier a constitué de deux paliers intermédiaires pour l'accès de 1er étage

➤ Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

➤ L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

1.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\sigma_{\text{sol}} = 2,0$ bars.

2. Caractéristique mécanique des matériaux :

2.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage et dans certains cas d'adjuvants, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

* Matière constitutives du béton:

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

- ✓ 350 kg de ciment de 42.5R
- ✓ 530 L de sable
- ✓ 740L de gravillon
- ✓ 175 L d'eau de gâchage

La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie

- ✓ 350 kg de ciment de 42.5R
- ✓ 400 L de sable DS < 5 mm
- ✓ 800 L de gravillon 5 mm < Dg < 25 mm
- ✓ 175 L d'eau de gâchage

Contraintes limites :

- L'ELU : est notée F_{bu} tel que

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

*Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- Masse volumique :

Elle varie entre 2.2 à 2.5 t/m³ suivant la qualité d'acier mise dans le béton, elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à 2.5 t/m³.

• **Résistances caractéristiques et avantages de béton:**

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28}

Par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de 25 MPa pour f_{c28} , et par conséquent : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Un contrôle régulier sur chantier est exigé

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
 - Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
 - Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
 - Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
 - Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.
- En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

***Résistance mécanique :**

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule

st évaluée par la formule

$$f_{cj} = \frac{j}{a + bj} \times f_{c28}$$

Avec :

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa $a = 4,76$ $b = 0,83$

$40 \leq f_{c28} \leq 60$ MPa $a = 1,40$ $b = 0,95$

Pour $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

- Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa et $f_{t28} = 2,1$ MPa

b) Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

*Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

*Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **Sa ruine totale ou partielle**. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau

Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

*Déformation et contrainte de calcul :

Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

*Diagramme parabole rectangle(B.A.E.L91modifié99.p80) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰)

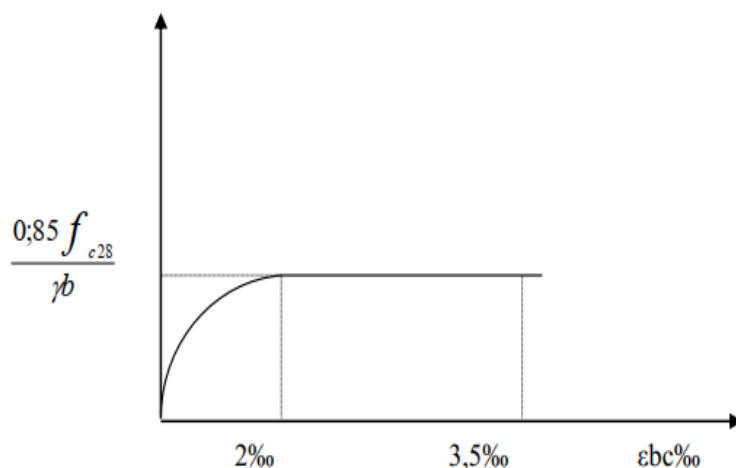


Figure 1.1 Diagramme parabole rectangle

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4 - 103 \times \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

θ	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

Tableau.1.2 : Coefficient d'application

ELS : La contrainte de compression du béton a l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

***Diagramme rectangulaire(B.A.E.L91modifié99,p81) :**

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

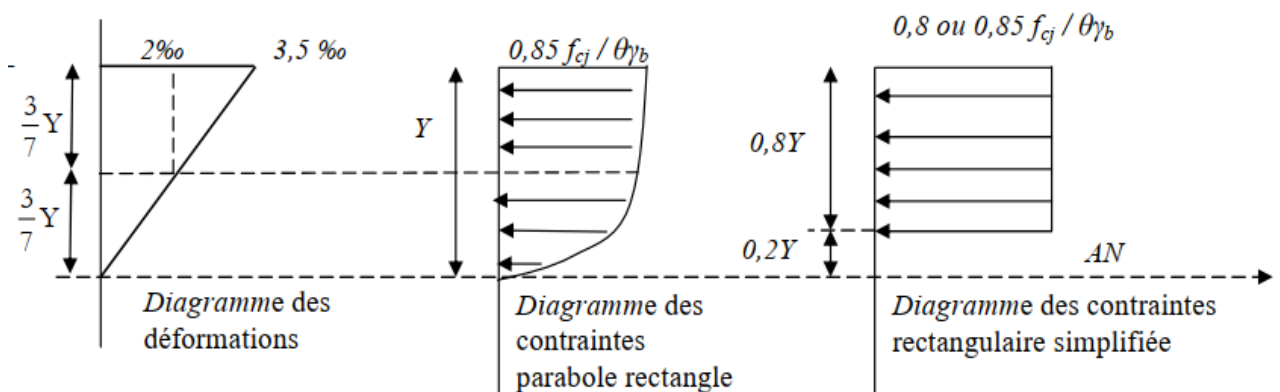


Figure 1.2 : Diagramme rectangulaire simplifié

Sur une distance de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. - Sur la distance restante 0,8 y la contrainte a pour valeur $0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

***Contrainte admissible de cisaillement :**

$\tau_u = \min(0,2f / \gamma_{bcj}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable

$\tau_u = \min(0,15f / \gamma_{bcj}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

Module de déformation longitudinal du béton :*Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa

Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours

le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$ avec E_{vj} et f_{cj} en MPa

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

Module de déformation transversale :**• Coefficient de poisson :**

$$v = (\Delta d / d) /$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré)

. $\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

2.2. Acier :

*Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 %de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 %de carbone.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **$E_s=200\ 000\ \text{MPa}$** .

*Caractéristique mécanique :

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **Fe**.

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	$\epsilon_{es}^0/_{\text{‰}}$	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917	

Tableau 1.3: Caractéristiques mécaniques des aciers.

➤ Treillis soudés (T.S) :

Pour le voile périphérique et hourdis (dalle de compression), on utilise le treillis soudés.

➤ Contraint limite de l'acier :

• Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

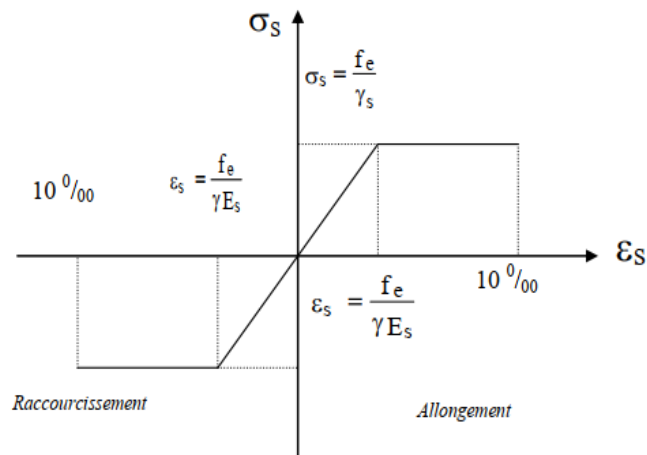


Figure 1.3 Diagramme contraintes déformations.

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

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

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

▪ Contrainte à L'ELS :

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

1. **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
2. **Fissuration préjudiciable** : $\sigma_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 150 \eta)$ (MPa)
3. **Fissuration très préjudiciable** : $\sigma_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 110 \eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

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

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

• Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

Chapitre II

Prédémensionnement et dectent des charges

Chapitre II

Prédimensionnement et descente des charges

II.1 : Prédimensionnement des éléments :

II.1.1: Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments résistants de notre structure : poutres, poteaux, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelée

Pré dimensionnement pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage. Par la suite, nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

II-1-2-Définition :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires **S**, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

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

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

➤ *Les poutres principales :*

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- elles relient les poteaux.
- elles Supportent la dalle.

- **Condition de la portée : BAEL91:**

$$h = \left(\frac{l}{16} \div \frac{l}{10} \right) L_{MAX}$$

L_{MAX} : la plus grande portée, $L_{MAX} = 4.60m$

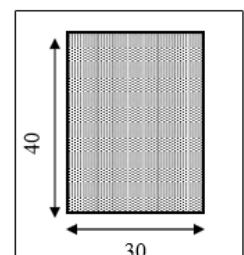


Figure 1.4 poutre principale

$$h = \left(\frac{l}{16} \div \frac{l}{10} \right) 4.60 = (28.75 \div 46) \text{ cm}$$

Alors on prend: $h=40\text{cm}$, $b=30\text{ cm}$

- Condition R.P.A.99 : les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (C.V)$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (C.V)$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \quad (C.V)$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres transversales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Poutres Longitudinales (Secondaire) :

- Condition de la portée :

$$h = \left(\frac{l}{16} \div \frac{l}{10} \right) L_{MAX} \quad , \quad L_{MAX} = 4.00 \text{ m}$$

$$h = (25 \div 40) \text{ cm}$$

alors : on prend : $h=35\text{ cm}$, $b=30\text{ cm}$

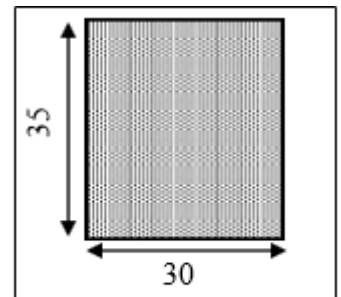


Figure 1.5 poutre secondaire

- Condition R.P.A.99

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad (C.V)$$

$$h \geq 35 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad (C.V).$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \quad (C.V).$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions des poutres longitudinales égales $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ($N_u = 1,1N_u$).

➤ **Etapas de Pré-dimensionnement :**

- Choix des poteaux les plus sollicités.
- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par les poteaux.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant aux poteaux.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

Calcul de l'effort :

L'effort normal admissible est :

Avec :

Nu_{adm} : Effort normal admissible à l'ELU.

Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que.

γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b = 1,15 situation accidentelle.

γ_s = 1,15 situation durable ou transitoire.

γ_s = 1 situation accidentelle.

f_{c28} = 25 MPa

f_e = 400 MPa : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s: Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau

$$(A_s = B/1000)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau : Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1)**.

$$\alpha = \left(\frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \right) / k ; \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\text{Et } \alpha = \left(0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \right) / K ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i}, \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où : **i** : Rayon de giration.

λ : L'élancement géométrique.

Lf : Longueur de flambement.

Nu/2 appliqué avant 28 jours : $K = 1,1$

Nu/2 appliqué avant 90 jours : $K = 1,2$

Nu/2 appliqué après 90 jours : $K = 1,0$

Pour notre projet on adopte : $K = 1,2$

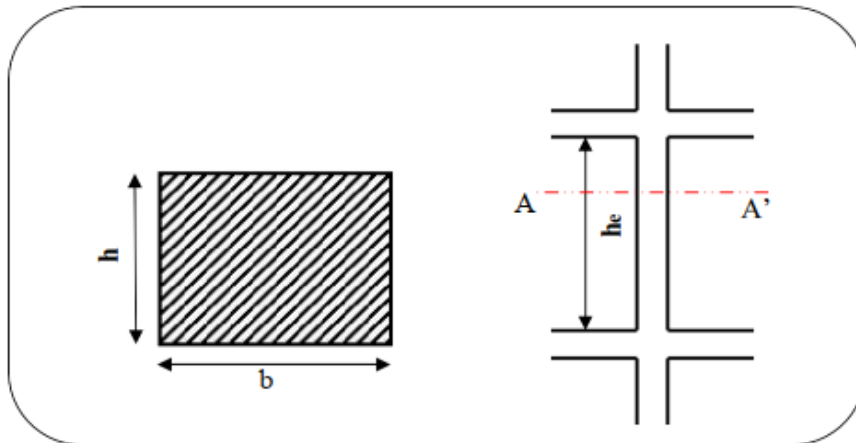


Fig. II.3: Coupe A-A' de section de poteau.

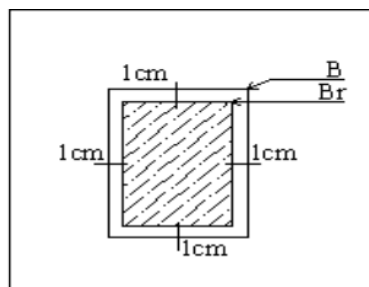


Figure 1.6.1 section réduite de poteau rectangulaire

On dimensionne la

section du poteau comme doivent satisfaire aux :

Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1) : on zone 0

On dimensionne la section de poteaux D'après le :

RPA99/version 2003 (en zones 0)

$$\text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm} \quad 30 \geq 25\text{cm} \quad \text{C.V}$$

$$\text{Min } (b, h) \geq 306 / 20 \quad 30 \geq 15.3 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$1/4 < b/h < 4 \quad 1/4 < 1 < 4 \quad \text{C.V}$$

Alors la section de poteau pour tous les étages c'est :
(30) cm^2 .

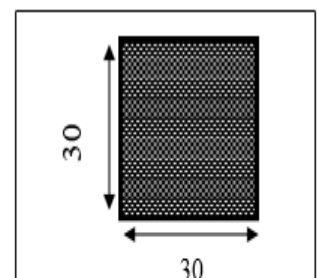


Figure 1.6.2 section de poteau $30 \times 30 \text{ cm}^2$

Les planchers :**Introduction :**

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- 1- résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ;
- 2- reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs en périphérie de sous-sol enterré et répartition de ces efforts aux éléments porteurs ;
- 3- séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique ;
- 4- protection des personnes contre les risques d'incendie.

II.2 planchers à corps creux :**II.2.1- ferrailage de la dalle de compression :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, les conditions suivantes doivent être respectées

(BAEL91) :

1)-l'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, et être armé d'un quadrillage de barres

(treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

2)-si $A_{\perp}$ est la section des armatures perpendiculaires aux nervures en (cm²/ml) on doit avoir :

- $A_{\perp} \geq 200/f_e$: si l'entre axe des parallèles $L_n \leq 50\text{cm}$.
- $A_{\perp} \geq 4.L_n/f_e$: si l'entre axe L_n est : $50 < L_n \leq 80\text{cm}$.

a- armatures perpendiculaires aux nervures :

$$50 < L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4.L_n / f_e = 4 \times 60 / 520 = 0.46$$

f_e : limite d'élasticité (treillis soudé) $\phi 6 \Rightarrow f_e = 520\text{MPa}$

$$\Rightarrow \text{on prend } 5 \phi 6 / \text{ml } A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m L} ; \delta t = 20\text{cm}$$

b- armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \Rightarrow A_{\perp} / 2 \Rightarrow A_{//} \geq 1.41 / 2 = 0.7 \text{ cm}^2$$

/mL $\rightarrow 5 \phi 6/\text{mL}$

$A// = 1.41 \text{ cm}^2/\text{mL}$; $\delta t = 20 \text{ cm}$

de la disposition des poutrelles.

$L_x \text{ max} = 4.35 \text{ m}$ et $L_y \text{ max} = 4.60 \text{ m}$. $\rightarrow$ on prend $h_t \geq 20 \text{ cm}$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur , soit un plancher **(16+4)** cm .

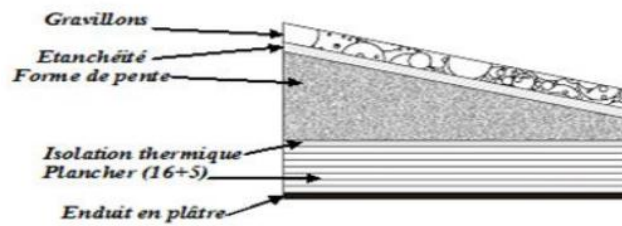


Figure 1.7.1 plancher terrasse inaccessible

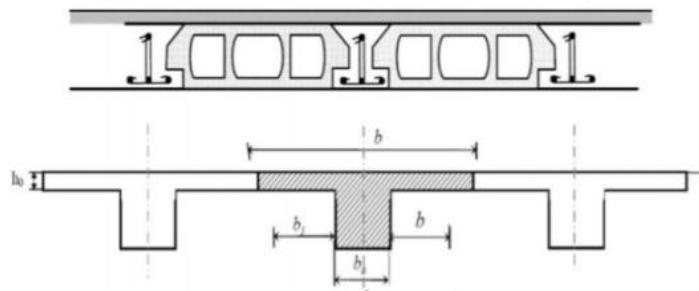


Figure 1.7.2 schéma d'une plancher en corps creux

<i>Désignation</i>	<i>e (m)</i>	<i>G (Kn/m²)</i>
<i>Protection en gravillons</i>	0,04	0,80
<i>Étanchéité multicouche</i>	0,02	0,12
<i>Forme de pente en béton léger</i>	0,1	2,20
<i>Isolation thermique en liège</i>	0,04	0,16
<i>Plancher à corps creux</i>	16+4	2,80
<i>Enduit en plâtre</i>	0,02	0,20
<i>G</i>	6,90	
<i>Q</i>	1,00	

tableau1.4 :charges et surcharges du plancher terrasse

b) Plancher étages courants :

<i>Désignation</i>	<i>e (m)</i>	<i>G (Kn/m²)</i>
<i>Revêtement en carrelage</i>	0,02	0,40
<i>Mortier de pose</i>	0,02	0,40
<i>Sable fin pour mortier</i>	0,02	0,36
<i>Plancher à corps creux</i>	16+4	2,80
<i>Enduit en plâtre</i>	0,02	0,20
<i>Cloison en briques creuses</i>	0,1	0,90
G	5,41	
<i>Q plancher étage courant (habitation)</i>	1,50	
<i>Q plancher R.D.C (locaux privés)</i>	1,5	

Tableau 1.5 : Charges et surcharge du plancher des étages courants

Les murs intérieurs

N°	Composants	Épaisseur (m)		(KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	-	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02		0.2
G (KN/m²)				1.3

Tableau A.6 Evaluation des charges permanentes dans les murs intérieurs**Dalle pleine :****a) Etage courant :**

N°	Couches	Épaisseur	Poids volumique	Poids
		(m)	(KN/m)	(KN/m ²)
1	carrelage (2cm)	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose(2cm)	0.02	20	0.40
3	Lit de sable (5cm)	0.05	15	0.75
4	Cloison légère	/	/	0.75
5	Isolation phonique	/	/	0.10
6	Dalle pleine (25cm)	/	/	6.25
7	Enduit en plâtre (2cm)	0.02	12	0.24
G (KN/m²)				8.93
Q(KN/m²)				1.5

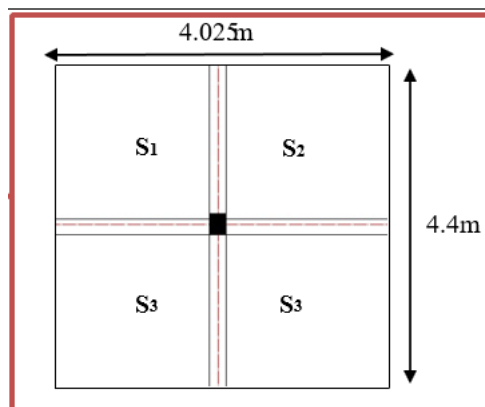
Tableau 1.7 evaluation des charges revenant aux étage courant dalle pleine

Conclusion :

Elements	Charges Q (KN/m ²)	Charges G (KN/m ²)
• Plancher terrasse inaccessible	1.00	6.90
• Plancher étage courant	1.50	5.41
• Plancher dalle pleine	1.00	6.25
• Murs intérieurs	-	1.3
• Murs extérieurs	-	2.81

Tableaux 1.8 conclusion* **La descente de charge des éléments :****-Le rôle de descente des charges :**

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux ; poutre)

-Loi de dégression : D'après D.T.R.BC.2.2 (ART 6.3)**Poteaux plus sollicitée**

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :• **Étude des poutrelles :****Les dimensions :**

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

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

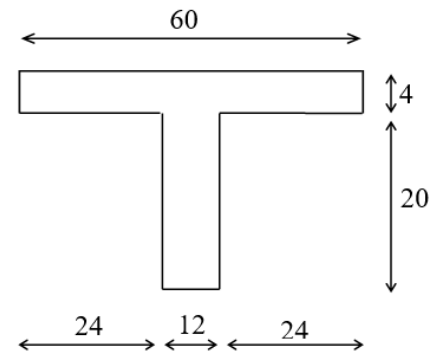


Figure 1.8 section d'une poutrelle

a Calcul des moments : Dans le cas de plancher comportant des poutres surmontées par une dalle générale à la quelle sont liées ; des méthodes simplifiées ont été mise en point et le règlement BAEL (art.B.6.2, 2) propose une méthode de calcul applicable aux planchers à surcharge modérée appelée «**méthode forfaitaire**» et autre pour le cas des surcharges élevée désignée par la «méthode de Caquot».

Condition d'application de la méthode forfaitaire : L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et directe puisqu'elle évite d'effectuer des calculs laborieux suite a l'étude des cas de surcharge défavorable, elle est donc très pratique, cependant, son application suppose la vérification des conditions suivantes:

1. La surcharge d'exploitation uniformément répartie est au plus égale à deux fois La charge permanente ou à 5 KN/m^2 .

$$P \leq \min (2G; 5 \text{ KN/m}^2).$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

$$I = \text{constante.}$$

3. Les portées successives sont dans un rapport le rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{3.65}{4.35} = 0.84 \leq 1.25 \quad (\text{C.V})$$

4. La fissuration est peu nuisible. (Article B 6.2.210 BAEL91)

La charge permanente (G)								
Désignation		L	I	H	P.U	S/total	Total/N	cumulé
N1	Étanchéité	4.4	4.025	/	0.120	2.12	184.4	184.4
	Plancher terrasse	4.4	4.025	/	6.90	122.139		
	Poutre principale	0.30	0.40	4.10	25	12.3		
	Poutre secondaire	0.30	0.35	3.725	25	9.78		
	Poteaux	0.30	0.30	3.06	25	6.89		
	Mur	7.10	/	3.06	28.24			
N2	Plancher étage	4.4	4.025	/	5.41	95.81		
	Poutre principale	0.30	0.40	4.10	25	12.3		
	Poutre secondaire	0.30	0.35	3.725	25	9.78		
	Poteaux	0.30	0.30	3.06	25	6.89		
	Mur	7.10	/	3.06	25	28.24	172.71	357.11
	Semelle	1.5	1.5	0.35	25	19.69		
								$N_G = 357.11$
La charge variable (Q)		L	I	P.U		S/total	Total/N	cumulé
N1	Étanchéité	4.4	4.025	1		17.71	17.71	17.71
N2	Plancher étage	4.4	4.025	1.5		26.57	26.57	44.28
								$N_Q = 44.28$

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$$

$$N_u = 1.35(357.11) + 1.5(44.28)$$

$$N_u = 548.52 \text{ KN}$$

$$N_{SER} = N_G + N_Q$$

$$N_S = 357.11 + 44.28$$

$$N_S = 401.39 \text{ KN}$$

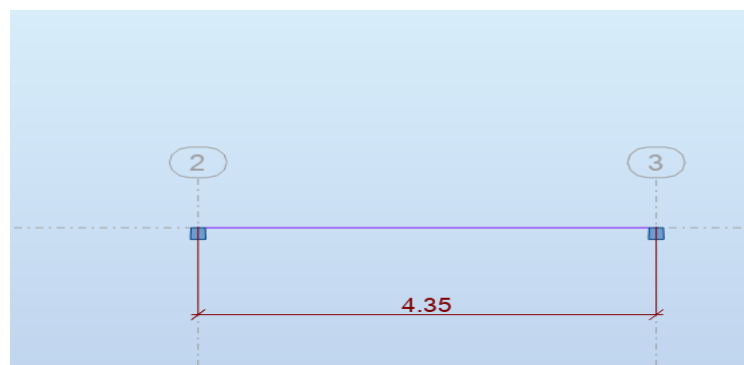
- **Effort tranchant** : les règles BAEL (Art.B.6.2, 11) permettent de calculer les efforts tranchants dans la poutre en admettant sa discontinuité sauf pour les travées de rive.

Ainsi, le calcul des travées intermédiaires s'effectue avec les efforts tranchants isostatiques correspondant aux travées de comparaison en négligeant les termes $(M_e - M_w)/L$. pour les travées de rive, on peut procéder de deux manières:

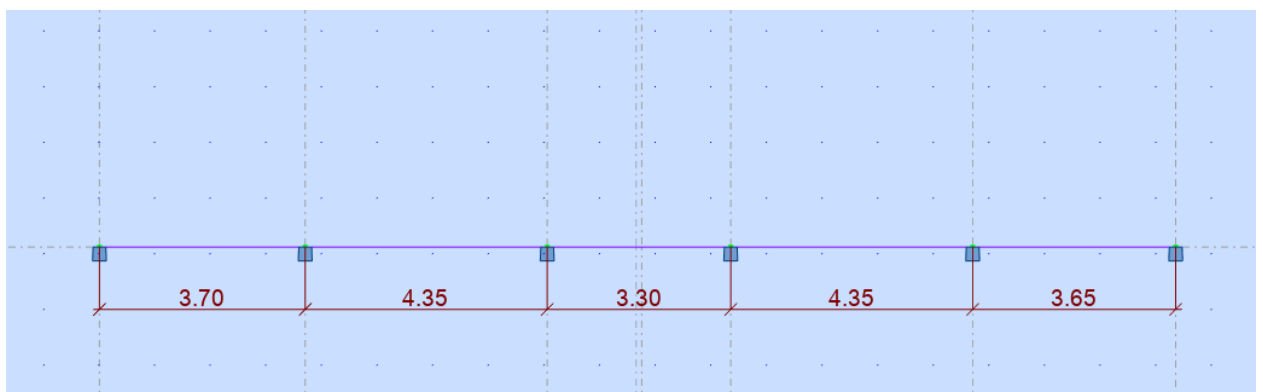
Soit calculer les efforts tranchants en tenant compte des valeurs adoptées pour M_e et M_w ;

Soit majorer forfaitairement les efforts tranchants isostatiques (de l'appui voisin de l'appui de rive) de 15% pour une poutre à deux travées et de 10% pour une poutre à plus de deux travées.

Types des poutrelles (avec logiciel de ROBOT2025)



Travée type (1)



Travée type (2)

Type01 :

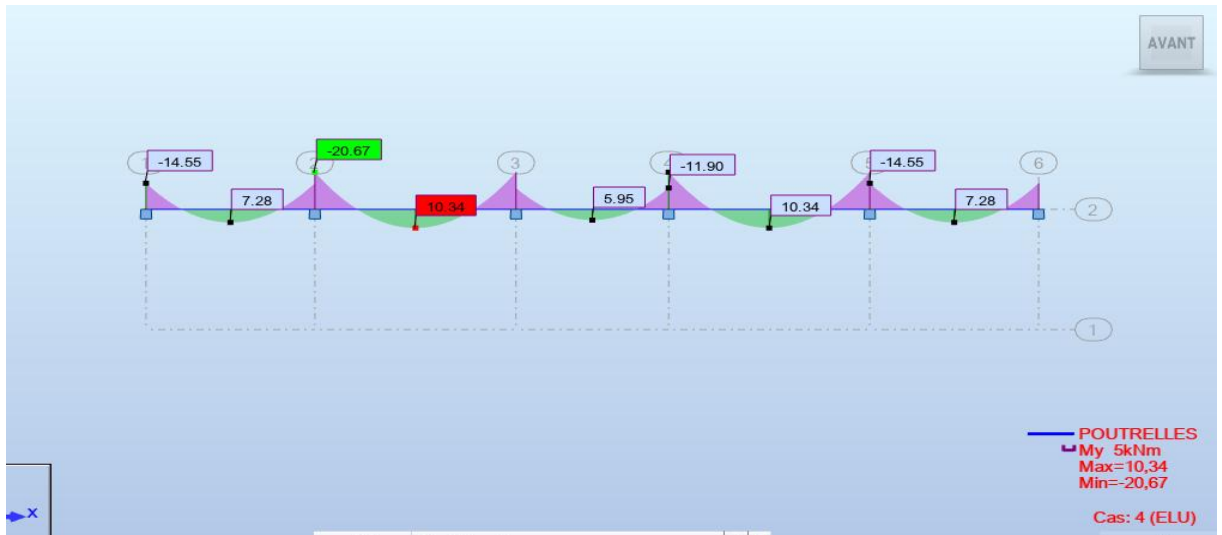
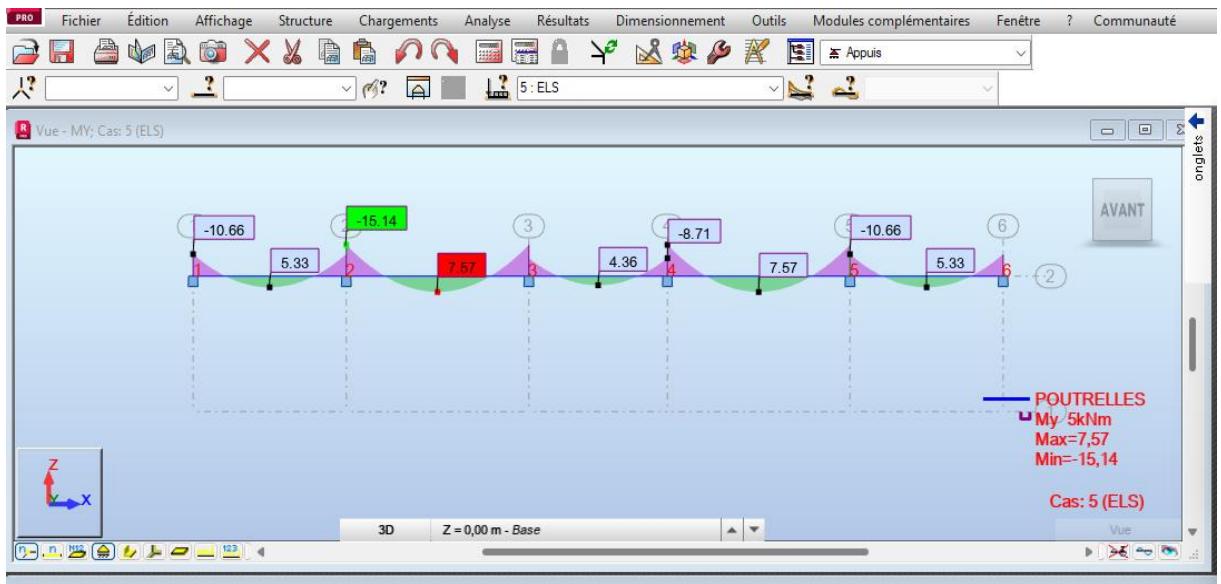


Diagramme les moments à ELU

$M_{u \max} = 10.34 \text{ kN.m}$ en travées ; $M_{u \max} = -20.67 \text{ kN.m}$ en appuis.

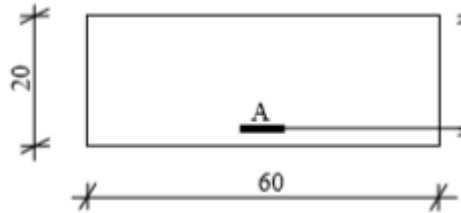


Les moments en ELS :

$M_{u \max} = 7.57 \text{ kN.m}$ en travées ; $M_{u \max} = -15.14 \text{ kN.m}$ en appuis.

1. En travée

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



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

On suppose la section comme une section rectangulaire $b=60 \text{ cm}$ et $d=21.6 \text{ cm}$.

Section de poutrelle.

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

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

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

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

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 24 = 21.6 \text{ cm} ; d' = h - d \Rightarrow 24 - 21.6 = 2.4$$

$$\mu_U = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{10.34 \times 10^3}{60 \times 21.6^2 \times 14.16} = 0.0260$$

$$\mu_U = 0.0260 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s' = 0$$

On utilise le tableau 6 en béton armé BAEL :

$$\alpha = 0.0329$$

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

$$\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{10.34 \times 10^3}{21.31 \times 347.82} = 1.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 1.40 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e \Rightarrow A_s \geq (0.23 \times 60 \times 18 \times 2.1) / 400$$

$$A_s > 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

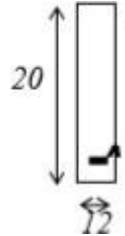
2. En appuis :

$$M_T = bh_0(d-h_0/2)\sigma_{bc} = 52.67 \text{ KN.m}$$

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

On prend la section comme une section rectangulaire : $b=60\text{cm}$ et $d=21.6\text{ cm}$ et

$$M_{u \max} = 20.67 \text{ KN.m.}$$



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

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

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

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

$$\mu_1 = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.67 \times 10^3}{60 \times 21.6^2 \times 14.16} = 0.0521$$

On utilise le tableau 6 en béton armé :

$$\alpha = 0.0669$$

$$Z = 21.02$$

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

$$\varepsilon_{st} > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

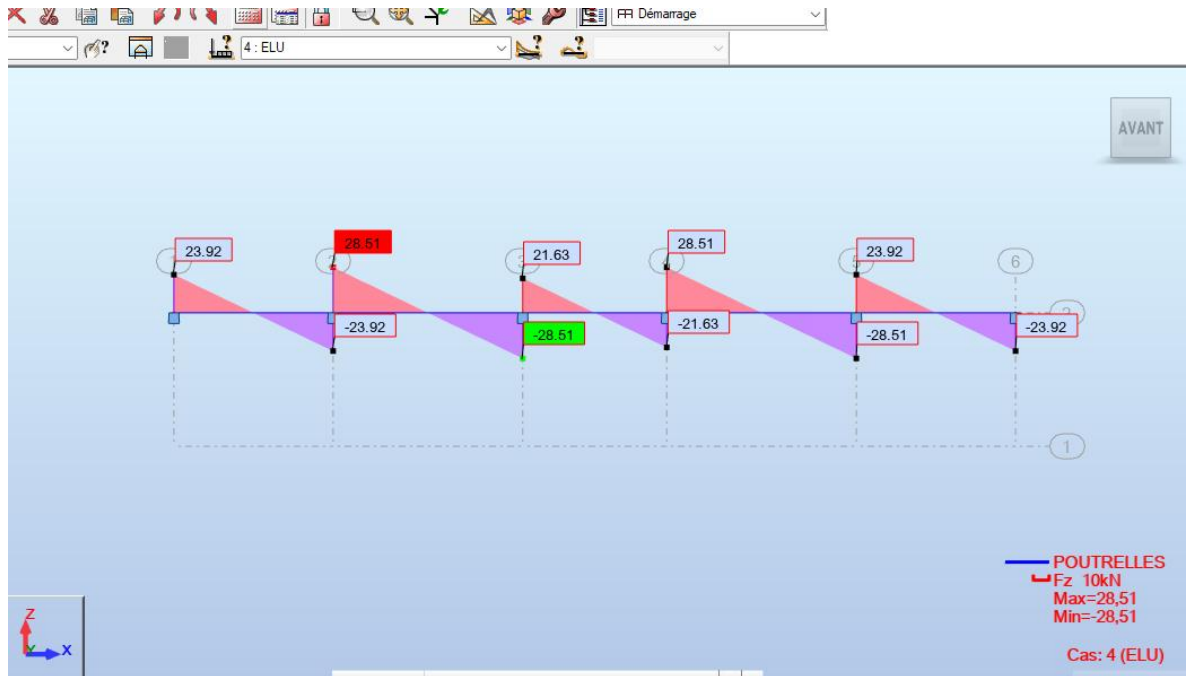
$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.34 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 347.82} = 1.675 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 1.675 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 b d f_{t28} / f_e \Rightarrow A_s \geq 0.23 \times 60 \times 18 \times 2.1 / 400$$

$$A_s > 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

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

-Les armatures transversales :**les efforts tranchants à ELU**

$$T_u = 28.51$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow 0.022 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

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

-Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{24}{35} = 0.68; \frac{60}{10} = 0.6; 6 \right]$$

Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min[0.9d; 40\text{cm}] \quad \Rightarrow S_t = 19.44\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 1.13$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 f_{tj})} \Rightarrow S_t = 43.29\text{cm}.$$

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

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

On adopte : **St=15 cm .**

Chapitre III

Ferraillage des éléments secondaires

Chapitre III

Ferraillage des éléments secondaires

III.1. Calcul et ferraillage des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire soit des escaliers (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.

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.

III.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 .

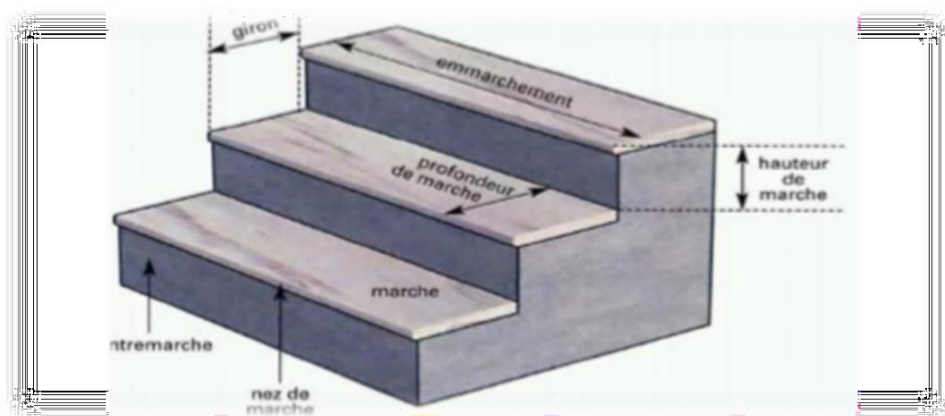


Figure 2 : Les éléments d'une volée d'escalier

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.

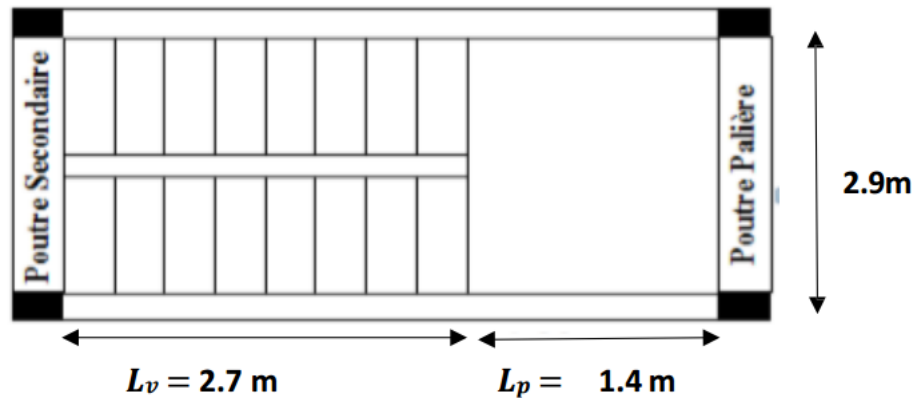


Figure 2.1 schéma représente vue en plan d'escalier

III.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, $H = 3.06$ m

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \Rightarrow \frac{3.06}{2} = 153 \text{ cm}$$

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. $L = (n - 1)g$

n : nombre de contre marches

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n} \Rightarrow \frac{3.06}{9} = 0.34$$

D'après blondel on a :

$$(1) \Rightarrow \frac{L}{n-2} + 2 \frac{H}{n} = 68.28 \text{ cm}$$

Et puis :

$n=9$ contremarches

Donc le nombre de marche est :

$n-1 = 8$ marches

Puis :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{181} = 17 \text{ cm}$$

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

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \Rightarrow (\alpha = 30^\circ \text{ et } \cos \alpha = 0.87)$$

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow 13.66 \text{ cm} \leq e \leq 20.5 \text{ cm}$$

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

$$e = \frac{l_p + l_v}{30} = 15 \text{ cm}$$

Calcul du ferrailage :

Palier

:

N°	Elément	Epaisseur(m)	$M_v(kn/m^3)$	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
				$G=5.27(kn/m^2)$
				$Q=2.50(kn/m^2)$

Volée

:

N°	Elément	Epaisseur(m)	$M_v(kn/m^3)$	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
				$G=5.27(kn/m^2)$
				$Q=2.50(kn/m^2)$

a.Les sollicitations :

Pour palier :

$$qu=1.35. G+1.5Q=10.86KN/m.$$

$$q_{ser}=G+Q=7.77KN/m.$$

Pour volée :

$$qu=1.35. G+1.5Q=17.53KN/m.$$

$$q_{ser}=G+Q=12.71KN/m$$

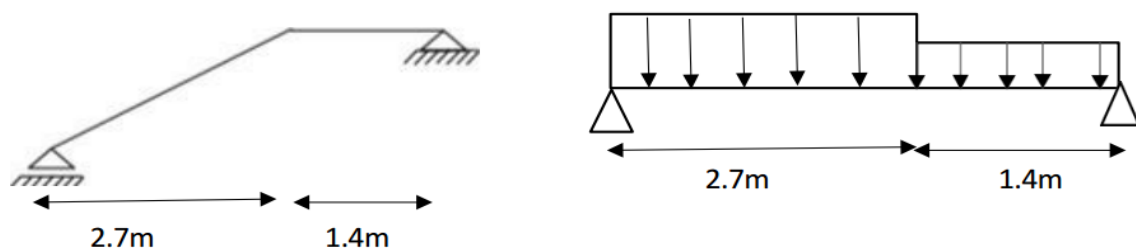
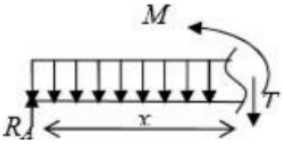
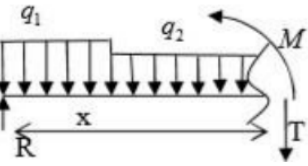


Figure 2.2 Schéma statique

III.1.3. Calcul les sollicitations

Tableau 1.12 Calcul les sollicitations

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

Les Moments :

$$Mu_{max} = 55.867 \text{ KN.m}$$

$$Mt = 0.85 \cdot 55.867 = 47.486 \text{ KN.m}$$

$$MA = 0.3 \cdot 55.867 = 16.76 \text{ KN.m}$$

$$V_{umax} = 44.36$$

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

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

c. Les hypothèses de calcul :

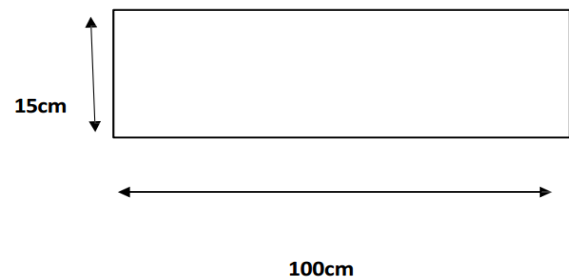
_ Fissuration : peu nuisible

_ Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

_ Acier: Fe400.

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

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



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

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

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

$$\mu_U = \frac{M_u}{\beta d^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \mu_U = 0.21$$

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

$$\beta = 0.914$$

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

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

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

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

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

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 :

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

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right] f_{c28} = 25\text{MPa} ; \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

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

De choix du ferrailage

Moment max(KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	Choix de $A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_r = \frac{A_s}{4}$	Choix de A_r
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

III.1.4. L'Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le plancher inaccessible du bâtiment, conçu pour la protection de ligne jonctif 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.

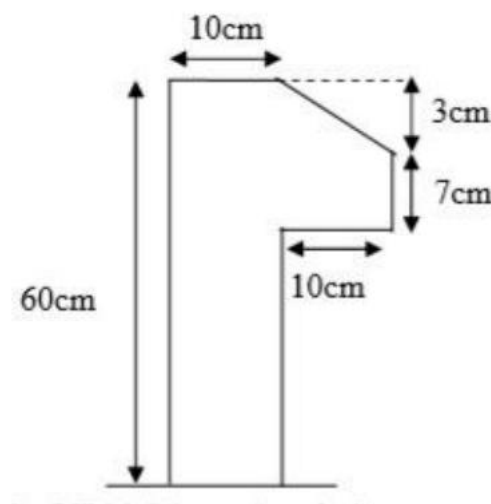
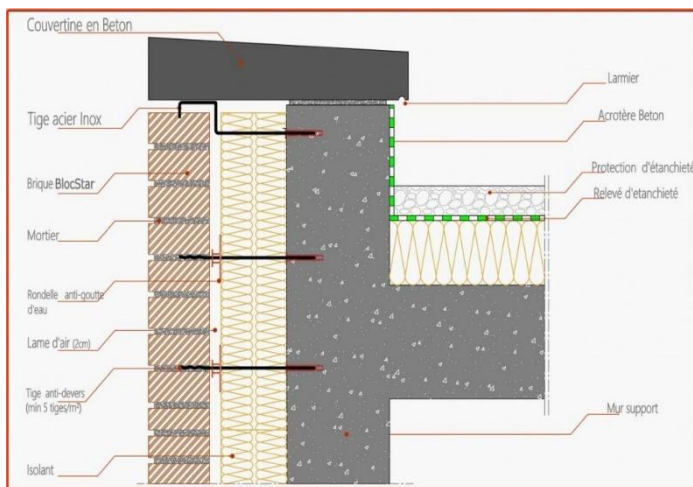


Figure 2.3 acrotère

Pois propre de l'acrotère : $G=P.S$;

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

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

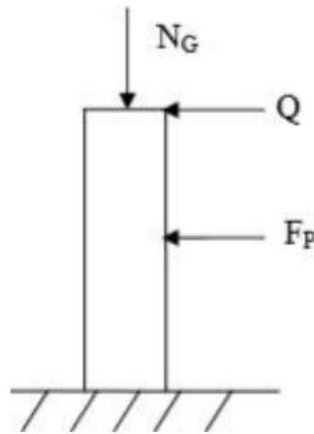


Figure 2.4 Schéma statique de l'acrotère

Calcul des sollicitations :

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

Calcul du ferrailage :

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.

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \text{ m}$$

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

Dou le Centre de contrainte à l'extérieur de la section définie par le ferrailage 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.

Calcul en flexion simple :

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

$$\mu_U = \frac{M_f}{\beta d^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{1.08 \times 102}{100 \times 7^2 \times 14.17} \quad \mu_U =$$

$$\mu_U = 0.002 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s = 0$$

$$\mu_U = 0.002 \Rightarrow \beta = 0.999$$

Les armateurs fictifs

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{1.08 \times 10^{-3}}{0.999 \times 7 \times 348} \Rightarrow A_s = 0.44 \text{ cm}$$

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

La section réelle des armatures :

$$A = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A = 0.44 - \frac{231 \times 10}{347.82}$$

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

1.1.1 Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité :

La formule est donnée par le BAEL

$$A_{min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_u = 0.455 \times 7}{39 - 0.258 \times 7} \right) = 0.8 \text{ cm}^2$$

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

Soit : 5HA8=2.51 **cm**² avec un espacement ST=25cm

3.3.5.2 les armatures de la répartition

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

Soit : 4HA8=2.01 **cm**² avec St=20cm

Vérification à l'ELS

- Vérification des contraintes de compression dans l'acier

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

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

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

$$\beta_1 = 0.916,$$

$$\alpha = 0.254$$

$$K = 44.17$$

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

$$\sigma_s < \sigma_{s\text{cv}} \Rightarrow \text{cv}$$

- Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \Rightarrow \frac{46.55}{44.7} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \frac{1.5 \times 10}{100 \times 7} = \tau_u = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{cv.}$$

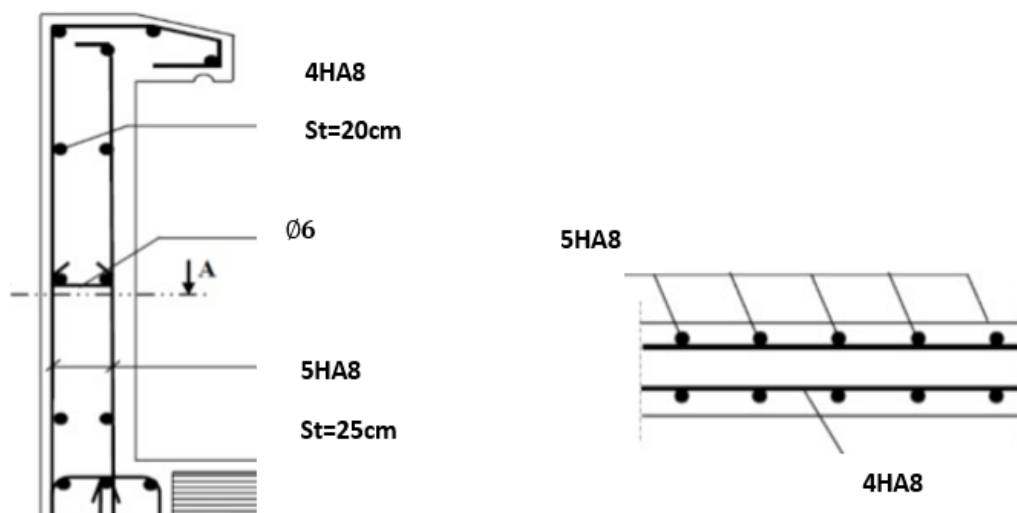


Figure 2.5 ferrailage de acrotère

Calcul et ferrailage d'un portique :

1. ferrailage 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 : $g_E = G \times L$, $q_E = Q \times L$

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

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

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

Calcul et ferrailage d'un portique :

ferrailage 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.

c. Les hypothèses de calcul :

- _ Fissuration : peu nuisible
- _ Béton: $f_{c28} = 25$ MPa.
- _ Acier: Fe400.
- _ $d'=2.5$ cm

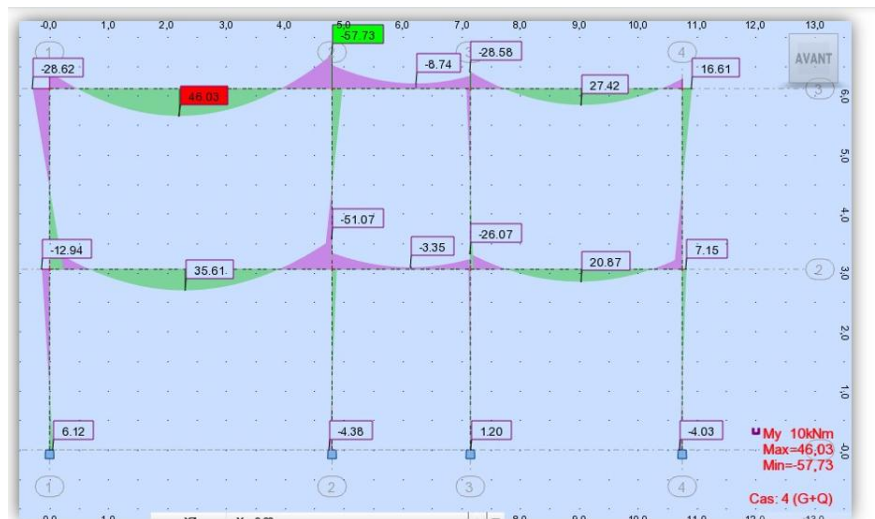
d. Calcul des sollicitations :

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

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

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

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

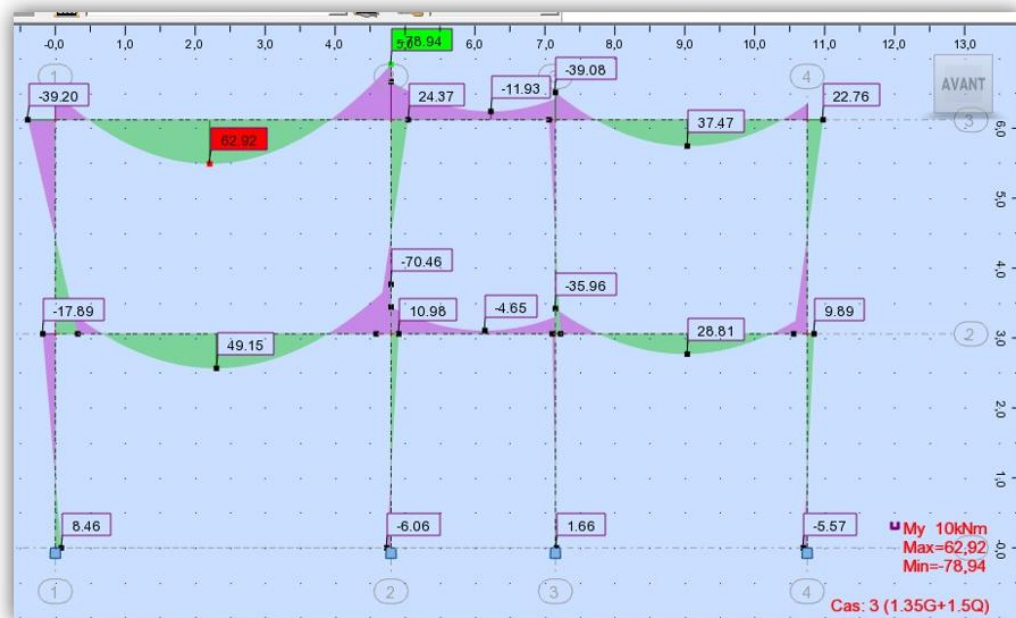


Pour ELS on a :

La poutre $30 \times 40 \text{ cm}^2$.

Appuis : $M_{max} = 78,94 \text{ kN.m}$

Travées : $M_{max} = 62,92 \text{ kN.m}$



Pour ELS on a :

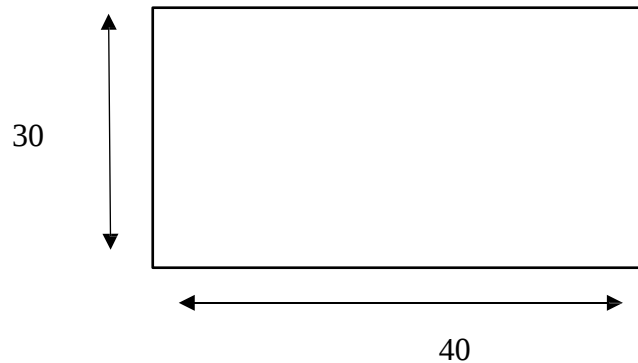
Poutre

$30 \times 40 \text{ cm}^2$ 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 :

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

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

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

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

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

$$\mu_U = \frac{M_u}{\beta d^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \mu_U = 0.21$$

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

$$\beta = 0.907$$

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

$$\epsilon_{st} \geq \epsilon_l$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 6.13 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 4 \text{ HA14} = 6.15 \text{ cm}^2.$$

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

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

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

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

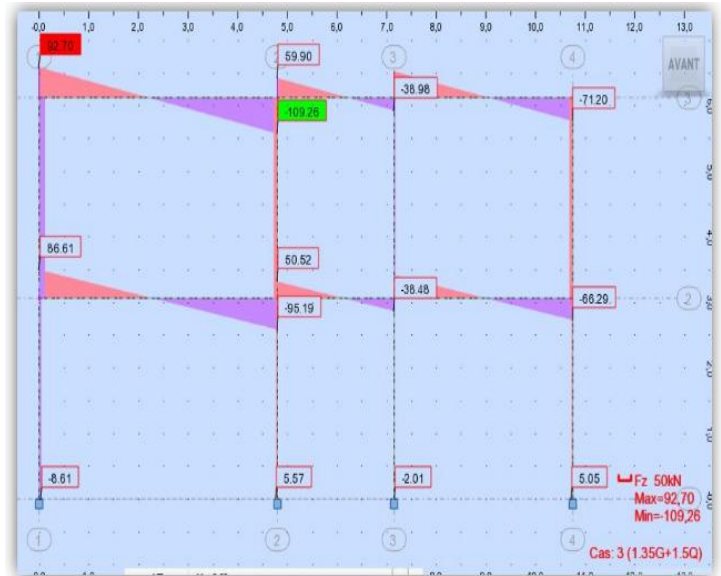
$$\sigma_{bc} K \cdot x$$

$$= 10.59$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$\Rightarrow$ ELSCB ok

$$\sigma_{st} < \sigma_s \Rightarrow \text{ELS ok}$$



Les efforts tranchant a ELU

Poutre $30 \times 40 \text{ cm}^2$:

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	$4\text{HA}16=8.04 \text{ cm}^2$

Poutre $30 \times 40 \text{ cm}^2$:

$$T_u = 109.26 \text{ KN}$$

4.1.2 Justification de l'âme d'une poutre :

Poutre $30 \times 40 \text{ cm}^2$:

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \right] f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

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

-Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right]$$

$$\phi_t = 8mm$$

Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min[0.9d; 40cm] \Rightarrow S_t = 29.25cm$$

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 2.01$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 f_{tj})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{25 \times (1.34 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t = 20.82cm.$$

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

$$\Phi_t \leq 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 12 = 0.45 \text{ cm } \Phi_t = 6mm \geq$$

$$4.5mm \quad CV.$$

Zone nodale:

$$1. \quad S_t \leq \min (h/4; 12\phi_t) \Rightarrow S_t = 8.75cm$$

Zone courante :

$$2. \quad S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 17.5cm$$

1.Vérification des armatures transversales :

Poutre $25 \times 35cm^2$:

Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t$$

$\times b = 0.65cm^2$ Zone courante :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b = 1.31cm^2$$

4.2 Ferrailage des poteaux :

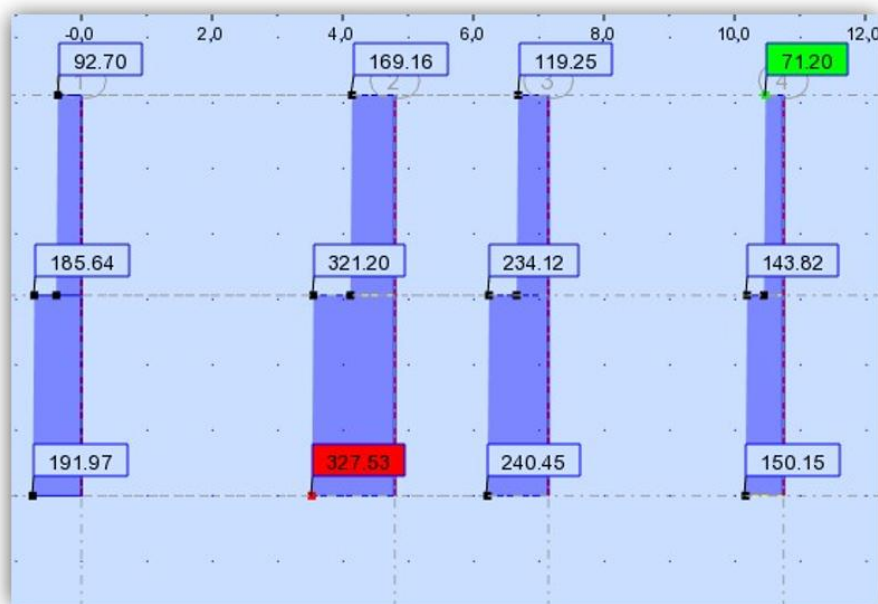
Les poteaux de la structure sont soumis à 2 types de forces :

- 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.

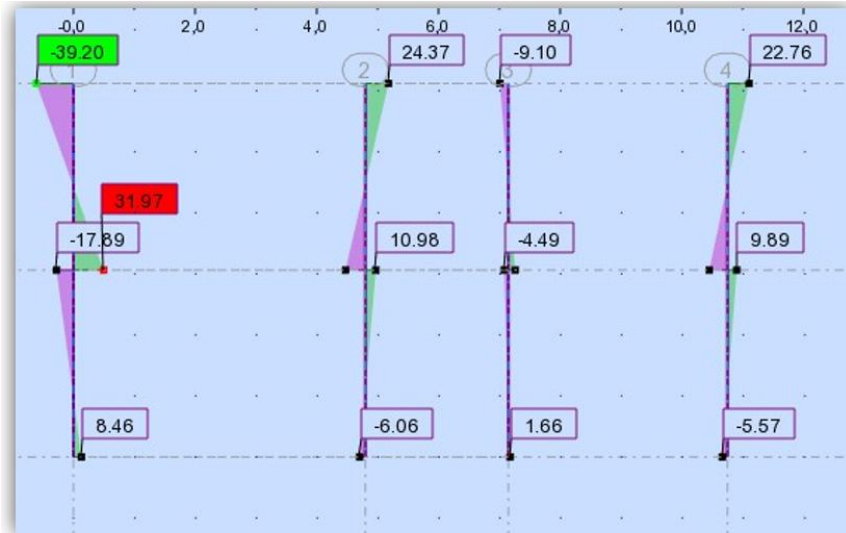
Ferrailage longitudinal :

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).



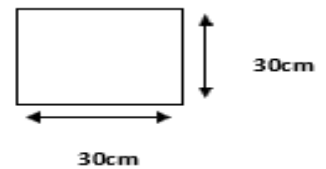
Les efforts tranchants



Les moments a ELU

$$1-Nu_{max}=327.53\text{KN} \rightarrow Mu=6.06\text{KN.m} \quad 2-Mu_{max}=39.20\text{KN.m} \rightarrow Nu=92.70\text{KN}$$

$$2-Nu_{min}=71.22\text{KN} \rightarrow Mu=22.76\text{KN.m}$$



Flexion composée (F. S+C) :

Section rectangulaire à ELU :

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

$$(0.337h-0.8d') b \times hf_{bu} \leq Nu (d-d') - M_1 \text{ avec } M_1 = Mu + Nu (d - \frac{d}{h})$$

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

$$\text{Si avec } e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow$$

$$\frac{e_1}{h} \leq \max(15; 20 \frac{d}{h})$$

prise en compte forfaitaire des effets du second ordre

(flambement).

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

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

$$e' = e_1 + e_2 \Rightarrow e' = 0.057m$$

$$\text{Sollicitations corrigées} : N_u' = N_u$$

$$M_u' = N_u' e' = 0.0186MN$$

$$M_1' = M_u' + N_u'(d - h_2) = 0.0516MN$$

$$\mu_U = \frac{M_u}{\beta d^2 \sigma_{bc}} \Rightarrow \frac{0.0516 \times 10^6}{25 \times 22.5^2 \times 347.826} = 0.287$$

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

$$\beta = 0.826$$

$$\alpha = 0.4361 < 0.259 \Rightarrow \text{pivot A, } \epsilon_{st} = 10\%$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta d \sigma_{bc}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = -1.43cm^2$$

$$1 - N_{u_{max}} = 39.20KN \rightarrow Mu = 92.70KN.m:$$

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

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

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

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

$$e^2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset) \text{ avec } \theta = 2 ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{250}{28.62} = 0.870 \Rightarrow e_2 = 0.02m$$

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

$$\text{Sollicitations corrigées} : N_u' = N_u$$

$$M_u' = N_u' e' = 0.04282M.N$$

$$M_1' = M_u' + N_u'(d - h_2) = 0.05209M.N$$

$$\mu_U = \frac{M_u}{\beta d^2 \sigma_{bc}} = 0.286$$

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

$$\beta=0.827$$

$$\alpha=0.4361<0.259 \Rightarrow \text{pivot A, } \epsilon_{st}=10\%$$

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

$$3-Nu_{max}=71.22 \text{ KN} \rightarrow Mu=22.76 \text{ KN.m:}$$

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

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

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

(flambement).

$$e_0 = 0.319; e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 0.442 \text{ m}$$

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

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

$$\text{Sollicitations corrigées : } N_u' = N_u$$

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

$$M_1' = M_u' + N_u' (d - h_2) = 0.0327 \text{ M.N}$$

$$\mu_U = \frac{M_u}{\beta d^2 \sigma_{bc}} = 0.182$$

$$\mu_U < \mu_l = 0.2531 \Rightarrow A_s' = 0$$

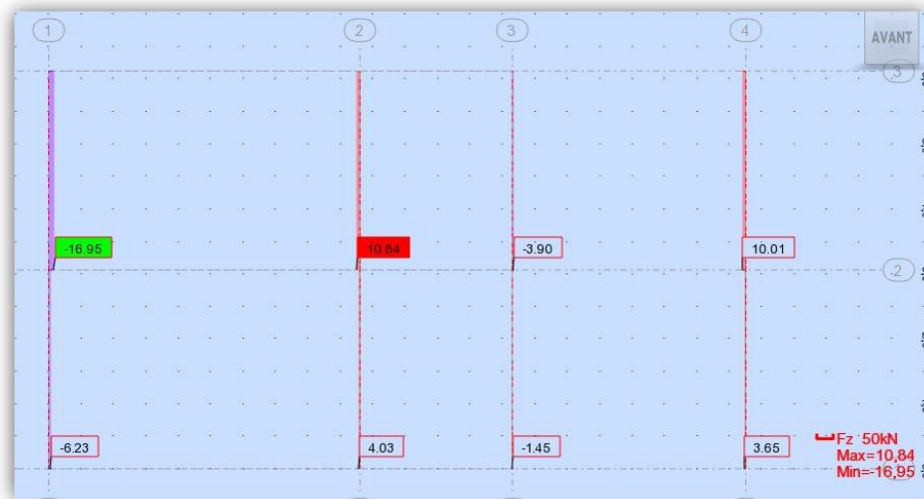
$$\beta=0.899$$

$$\alpha=0.4361<0.259 \Rightarrow \text{pivot A, } \epsilon_{st}=10\%$$

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

$$A_{smax}=5.25 \Rightarrow 4\text{HA}14=6.15 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales:



Les efforts normaux

Poteaux $30 \times 30 \text{ cm}^2$:

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right] f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifié

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

-Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right]$$

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

Espacement des armatures transversales

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

$$A_t = \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 1.13$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 f_{tj})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{25 \times (1.34 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t = -16.39 \text{ cm.}$$

zone nodale:

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

-Zone courante :

$$3-S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 12.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

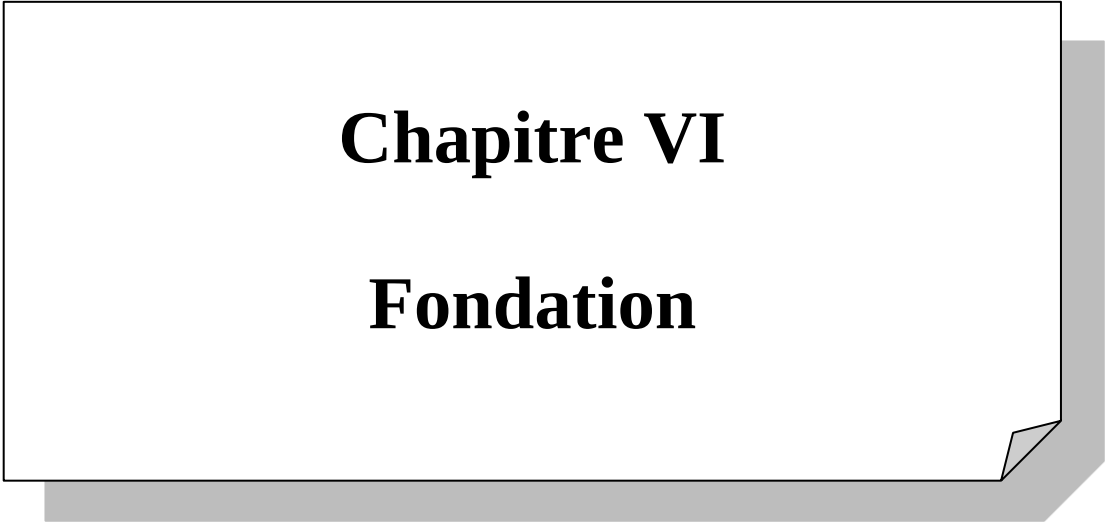
-Vérification :

Zone nodale :

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

Zone courante :

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



Chapitre VI

Fondation

Chapitre IV

Fondation

IV.1. Les foundations:

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 réalisation 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).

IV.1.1. 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.

les fondations profondes :

*Les pieux

IV.1.2. Classification des foundations.

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.

$$\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}.$$

*** 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 :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_u}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{On a } A=B \quad A \geq N_u / \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

N_u : charge d'ultime en MN/ml.

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

$\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible

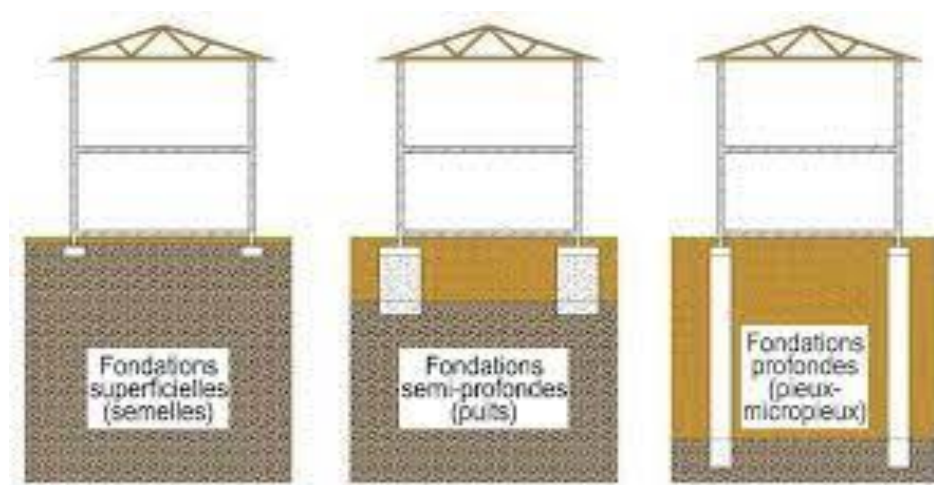


Figure 3 Classification des fondations.

*** Groupe 01 :**

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

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars.}$$

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

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

On adopte pour tous les semelles :

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

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

Tableaux 1.13. Calcul du ferrailage de fondation :

<i>Nu</i>(KN)	Groupe 01	Groupe 02	Groupe 03	Groupe 04
A(m)	278.9	194.947	116.277	99.747
D(m)	1.18	0.987	0.762	0.706
H(m)	0.232	0.187	0.128	0.114
<i>Nu</i>(KN)	0.282	0.234	0.178	0.164

On adopte pour tous les semelles :

A=1.20m.

H=0.300m.

Calcul du ferrailage :

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

$$A = 1.18m$$

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars.}$$

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

$$H = d + 5 = 0.225 + 0.05 = 0.282m.$$

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

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
<i>As</i>(cm²)	3.759	2.80	1.671	1.43
Le choix (cm²)	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 Générale

Conclusion générale

Ce projet consiste à étudier une habitation (R+1) qui est sera implanté dans la wilaya de g, 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 ferrailage et d'exploiter les résultats obtenus.
- . La maitrise du calcul et la transformation des résultats en un plan simple explicatif

Références bibliographiques

Références

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 :

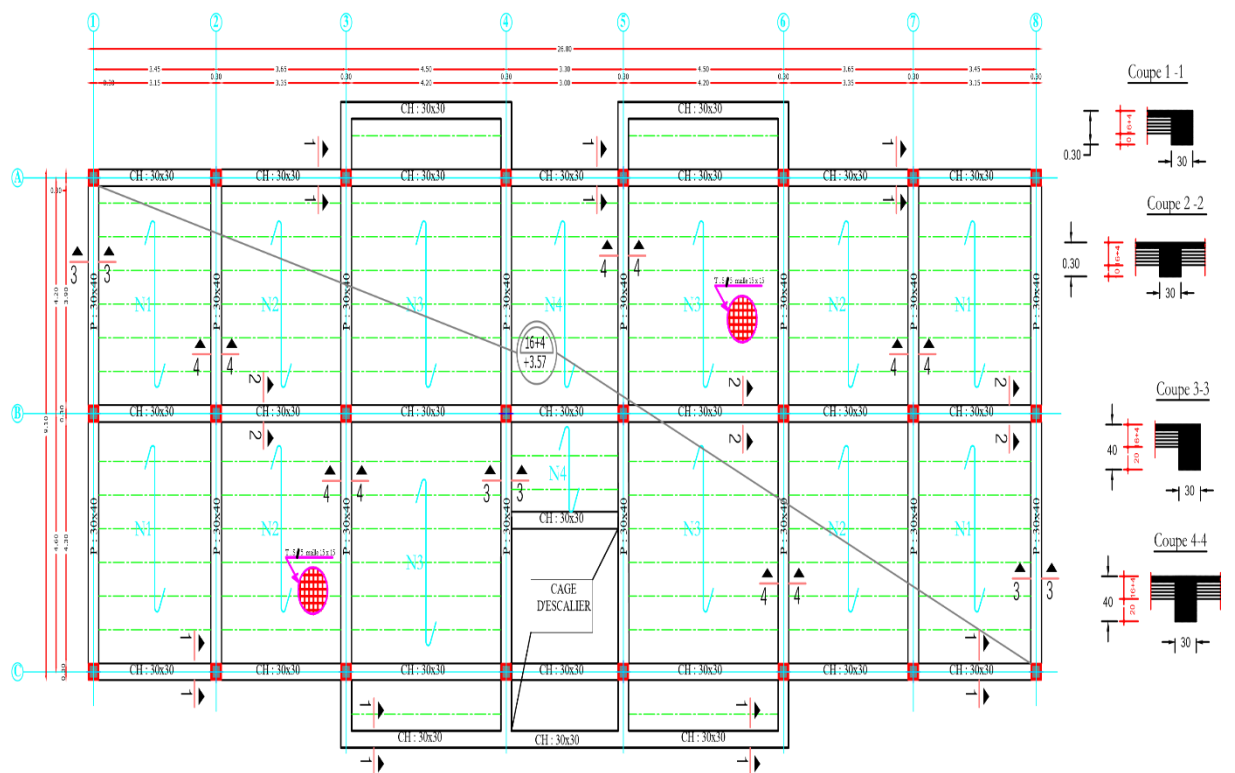
- Jean-Marie Husson ; Etude des structures en béton armé (BAEL91R99).
- Jean-Paul Jaccoud ; Dimensionnement des structures en béton.

Logiciels :

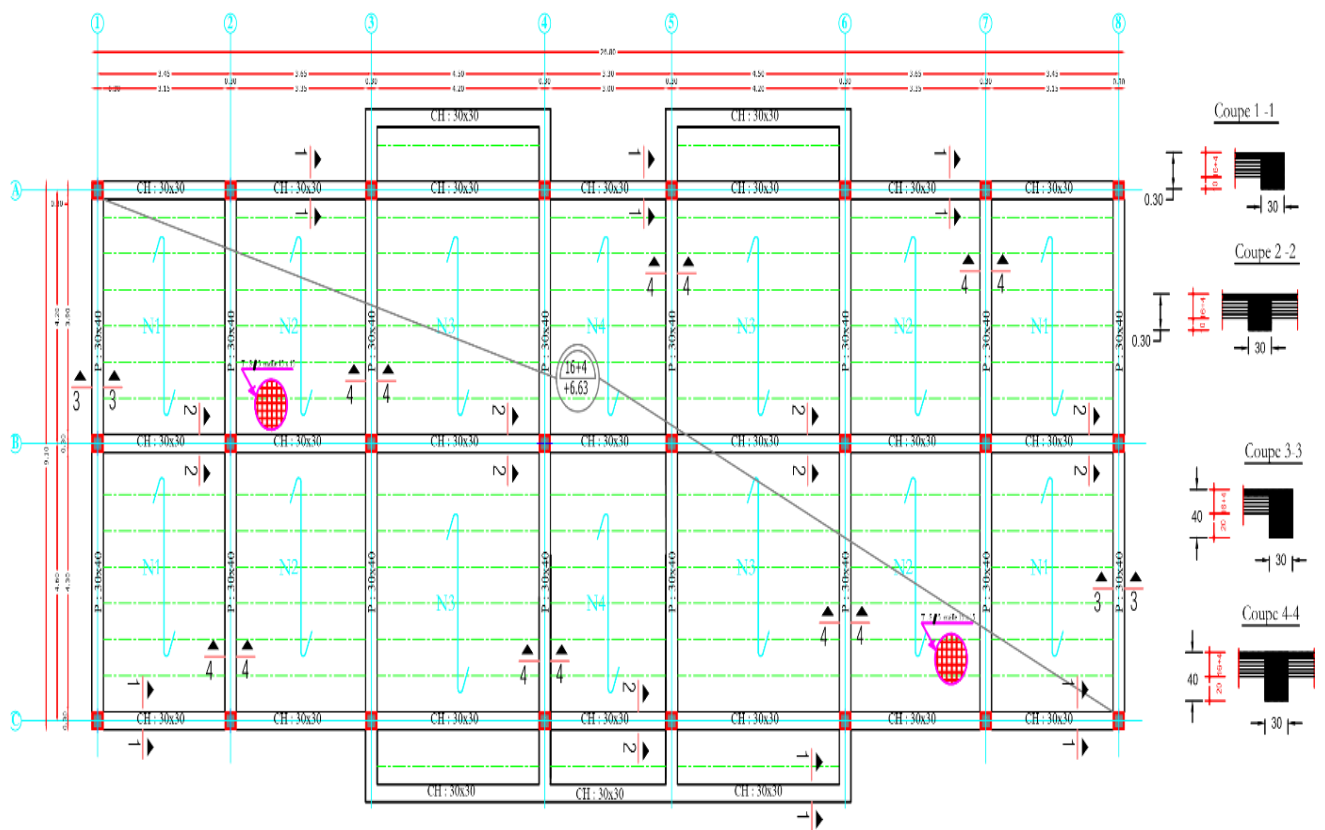
- AUTOCAD 2025.
- Autodesk Robot 2025.
- Expert2010

Annexes

Les plans génie civil



Rdc

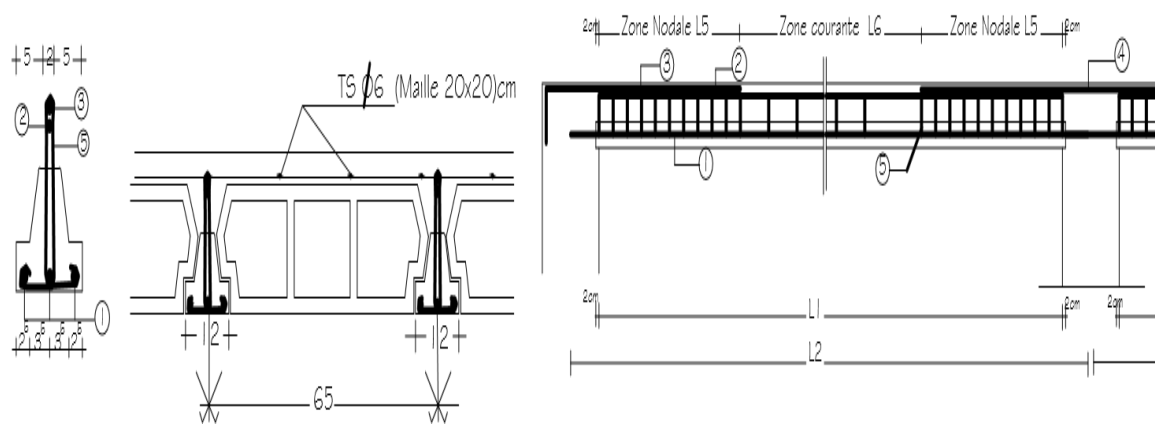


Technical drawing of reinforced concrete beam reinforcement (Ferrailage des poutres). The drawing shows two beams: CH :30 X 30 and P :30 X 40.

CH :30 X 30: This beam has a length of 3.45m. The reinforcement layout shows bars ST12 and ST14. The section view shows a cross-section of 30x30cm with reinforcement bars and dimensions.

P :30 X 40: This beam has a length of 9.05m. The reinforcement layout shows bars ST14 and ST12. The section view shows a cross-section of 30x40cm with reinforcement bars and dimensions.

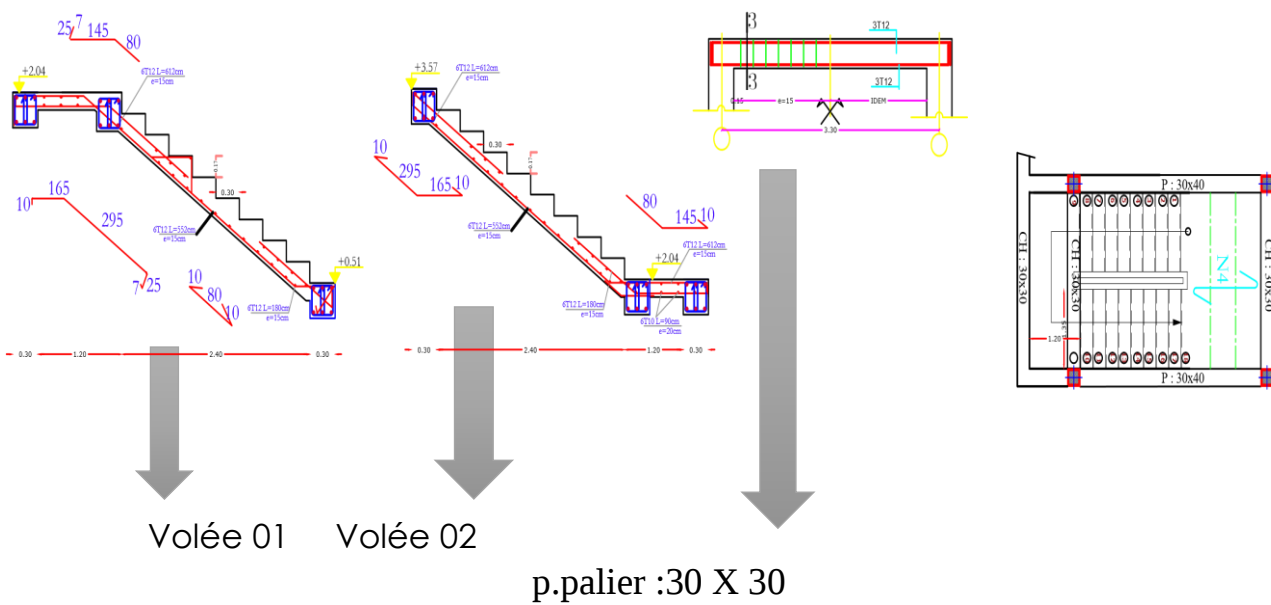
The drawing includes various dimensions and labels for reinforcement bars and sections.

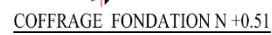


POUTRELLES EN ELEVATION

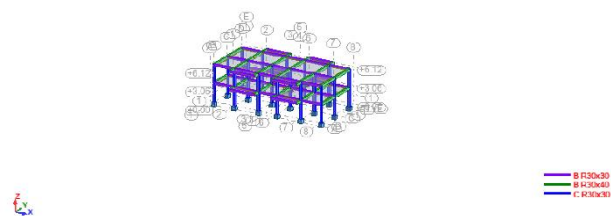
TYPE	DIMENSION			ACIERS LONGITUDINAUX					ACIERS TRANSVERSAUX			
	PORTÉE LIBRE L1	LONGUEUR TOTALE L2	EPAISSEUR PLANCHER DES POUTRELLES	ENTRE AXES DES	1	2	3	4	5	ZONE NODALE L5	ZONE COURANTE L6	
	N°									ECARTEMENT	ECARTEMENT	
1	315	345	16+4	60	3T12	1T12	1T12	1T12	Ø6	5+10x10	14x15	
2	335	365	16+4	60	3T12	1T12	1T12	1T12	Ø6	5+10x10	14x15	
3	420	450	16+4	60	3T12	1T12	1T12	1T12	Ø6	5+10x10	14x15	
4	300	330	16+4	60	3T12	1T12	1T12	1T12	Ø6	5+10x10	14x15	

Ferrailage des escalier

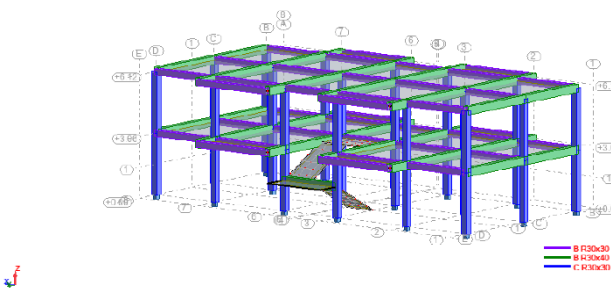




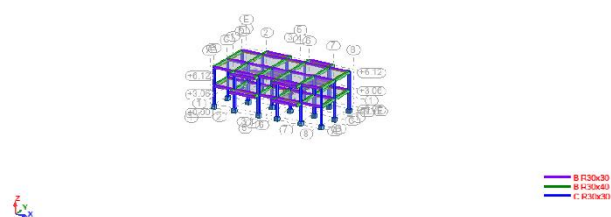
Vue - Cas: 1 (PERM1)



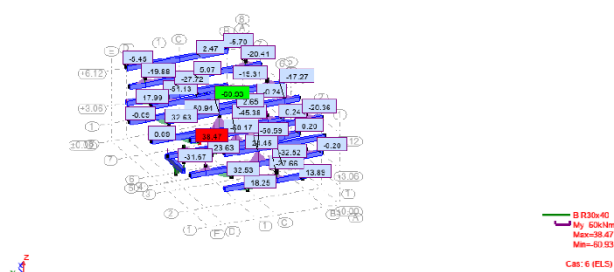
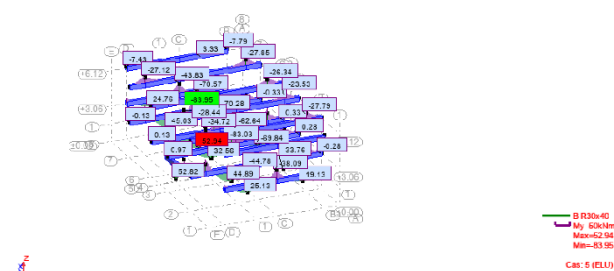
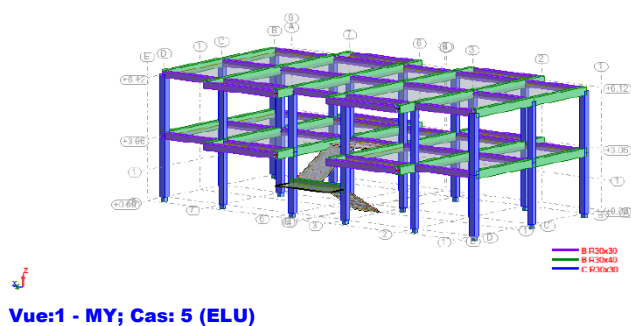
ESCALIER 1



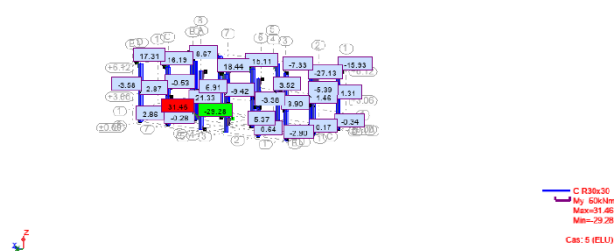
Vue - Cas: 1 (PERM1)



ESCALIER 1



Vue:1 - MY; Cas: 5 (ELU) P



-Les avantages du logiciel ROBOT2025 :

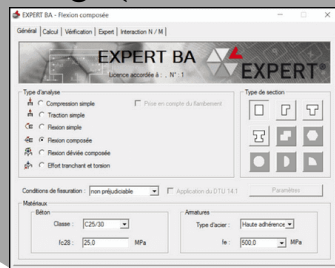
1. la possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique.



2. Ce qui facilité le traitement des résultats.

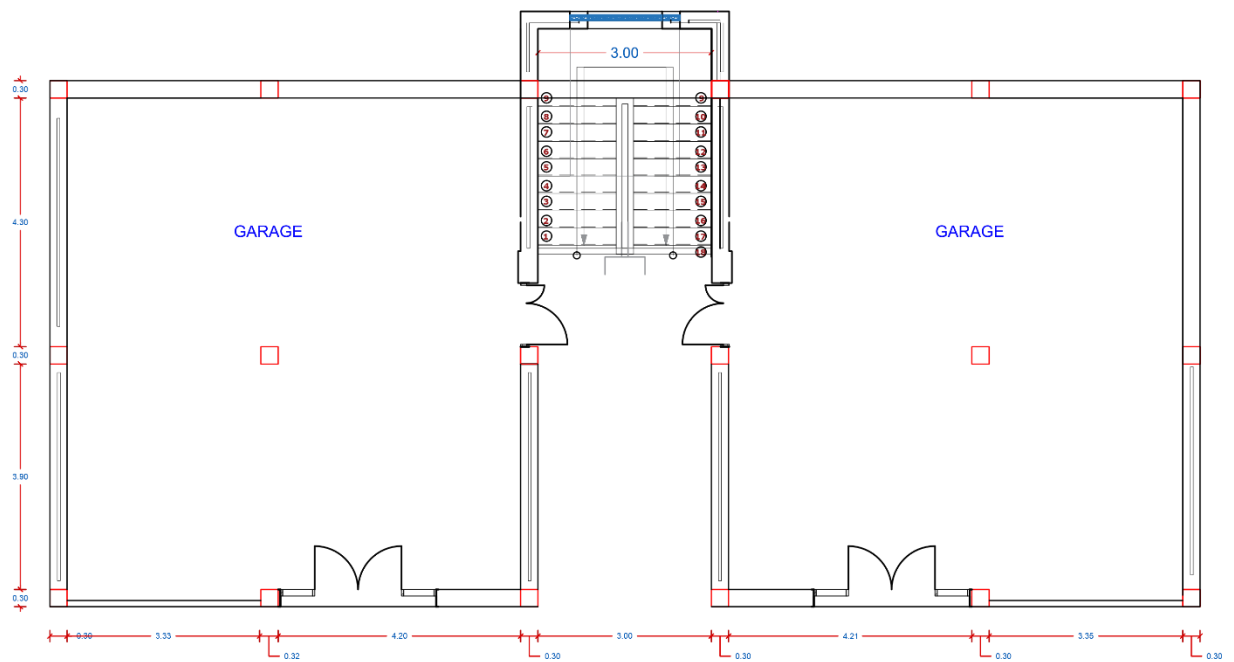
-Les avantages du logiciel EXPERT 2010

3. Possibilité de dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage (calcul des ferrailages).

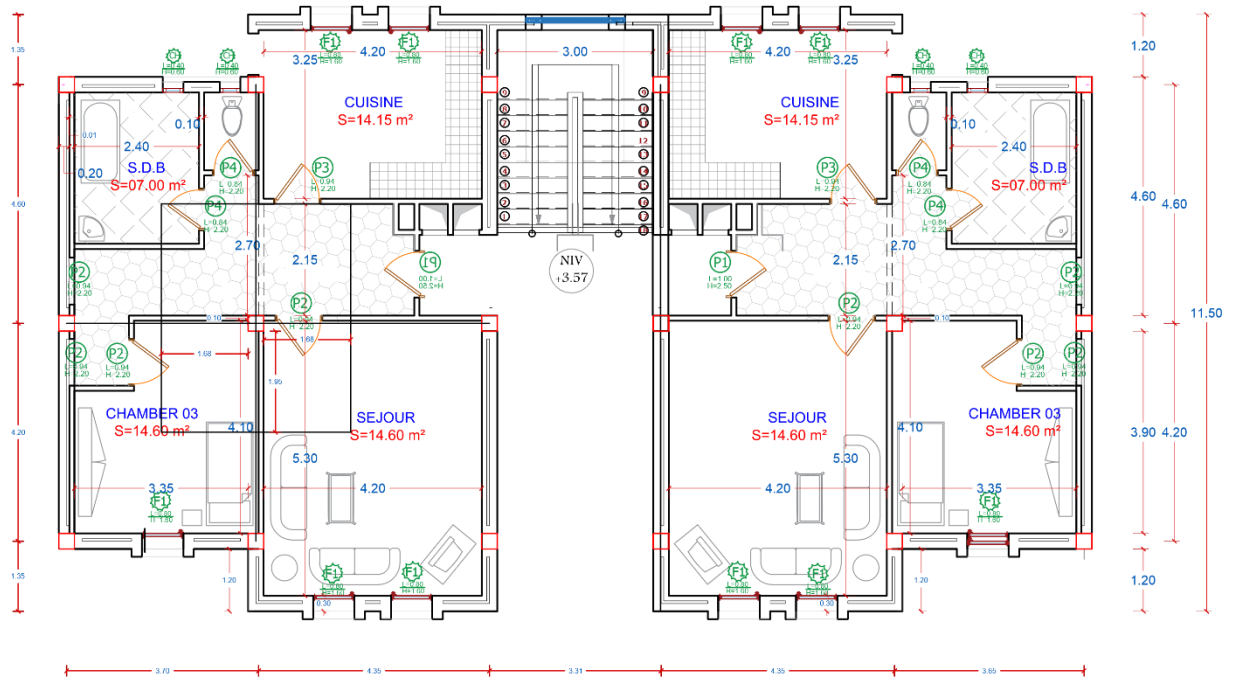




Les plans architectures



RDC Echelle:1/50



ETAGE Echelle:1/50