

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère De L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

University Echahid Hamma Lakhdar - El-Oued

Faculté de la Technologie

Département d'Hydraulique et génie civil

MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Spécialité : Matériaux en génie civil



Thème :

**Étude d'un bâtiment (R+5)
à usage d'habitation**

Devant le jury composé de : **28 /06/2026**

Nom et prénom : Dr.MOHAMED ZOHAIR KAAB

Maitre de conférences A

Président

Nom et prénom : Dr.TIOUA TAHAR

Maitre de conférences A

Examineur

Nom et prénom : Dr.FARIK ALI

Maitre de conférences B

Encadreur

Nom et prénom : Dr.MAloul Kamel

Maitre de conférences B

Con encadreur

Présente par :

- RIZOUG NASREDDINE
- HEMID MALAK

Année académique : 2025/2026

DEDICACES

Dédicace

C'est avec une profonde émotion et une immense fierté que nous dédions cet ouvrage, fruit d'années d'efforts, de sacrifices et de persévérance.

À nos chers parents, qui furent notre premier soutien, notre refuge et notre plus grande source de force. Leur amour inconditionnel, leurs sacrifices discrets et leur foi inébranlable en nous ont rendu ce parcours possible. Cet ouvrage est le fruit de leurs prières et de leur dévouement. Nous prions Dieu de les protéger et de leur accorder santé et longévité.

À nos familles, pour leur présence réconfortante, leur patience et leur soutien indéfectible dans les moments de doute comme dans les moments de réussite.

À nos amis, pour leur amitié sincère et leurs encouragements, et pour les moments partagés qui ont facilité ce parcours.

À notre directeur de thèse, pour sa bienveillance, ses précieux conseils et son accompagnement inestimable qui nous ont guidés à chaque étape.

À tous nos professeurs, qui ont contribué à notre formation avec dévouement et passion, en nous transmettant le goût du savoir et le désir d'excellence.

Et enfin, à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce projet.

Avec toute notre gratitude et notre reconnaissance.

REMERCIEMENT

Remerciement

Tous d'abord et avant tout nous remercions ALLAH clément et Miséricordieux de nous avoir données la force et le courage de Mener à bien ce travail.

Nous tenant à remercier aussi notre promoteur Dr. FARIK ALI pour avoir dirigé ce mémoire avec grande attention.

Pour son intégrité scientifique sa disponibilité à tout moment.

Ses critiques et ses judicieux conseils nous ont été très précieux pour la réalisation de ce mémoire. Merci encore.

Nous remercions les membres de jury d'avoir consacré leur temps afin de lire notre mémoire. Nous sommes aussi reconnaissants à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence sans oublier les Personnes qui ont participés de près ou de loin à ce travail.

Enfin, nous remercions nos proches et nos amis de nous avoir soutenus tout au long de ce modeste travail.

RÉSUMÉS

المخلص

يتناول مشروع التخرج هذا دراسة وتصميم بناية سكنية تتكون من طابق أرضي وأربعة طوابق علوية، تقع بمدينة سطيف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية الرابعة وفقاً لأحكام الكود الزلزالي الجزائري لسنة 2024. ونظراً لارتفاع الخطر الزلزالي في هذه المنطقة، فقد أوليت أهمية خاصة لضمان مقاومة المنشأة واستقرارها تحت تأثير مختلف الأحمال، ولا سيما الأحمال الزلزالية.

يهدف هذا العمل إلى دراسة السلوك الإنشائي للبنية وإبراز تأثير التعديلات التي جاء بها الإصدار الجديد من الكود الزلزالي الجزائري لسنة 2024، وذلك من خلال مقارنة النتائج والمعايير المعتمدة مع ما كان معمولاً به في الإصدارات السابقة. كما تم تحليل مدى انعكاس هذه التعديلات على أبعاد العناصر الإنشائية ومتطلبات التصميم والتحقق من شروط السلامة.

وفي الأخير، تم التطرق إلى دراسة البنية التحتية من خلال حساب وتصميم الأساسات المناسبة، بما يضمن النقل الآمن للأحمال إلى التربة وتحقيق المتانة والاستقرار على المدى الطويل. وقد أظهرت النتائج المتحصل عليها أن البناية تستوفي متطلبات السلامة والمقاومة المنصوص عليها في القوانين الجزائرية السارية، كما أبرزت أثر التعديلات الجديدة للكود الزلزالي الجزائري لسنة 2024 على تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة في المناطق ذات النشاط الزلزالي المرتفع.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، البناية السكنية، الكود الزلزالي الجزائري 2024، التحليل الإنشائي، الأساسات.

Abstract

This graduation project deals with the structural study and design of a residential building consisting of a ground floor and four upper floors (G+4), located in the city of Sétif. According to the **Algerian Seismic Code (RPA 2024)**, Sétif is classified as **Seismic Zone IV**, which requires a rigorous structural design to ensure adequate safety and stability under seismic actions.

The main objective of this study is to analyze the structural behavior of the building and evaluate the impact of the modifications introduced by the new **RPA 2024** provisions. A comparative assessment was carried out to highlight the differences between the previous and the current seismic regulations, particularly regarding design parameters, structural requirements, and verification criteria.

Finally, the study was completed by the design and verification of the substructure, including the calculation of foundations to ensure the proper transfer of loads to the soil and the long-term durability of the building. The results demonstrate that the proposed structure satisfies the requirements of the Algerian design codes and emphasize the influence of the new provisions of **RPA 2024** on the design of buildings located in high seismic-risk areas.

Résumé

Ce projet de fin d'études porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée plus quatre étages (R+4), implanté dans la ville de Sétif. Cette région est classée en **zone sismique IV** selon le **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)**, ce qui exige une conception rigoureuse afin d'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques.

L'objectif principal de cette étude est d'analyser le comportement de la structure et d'évaluer l'influence des modifications introduites par la nouvelle version du règlement parasismique algérien de 2024 par rapport aux dispositions précédentes. Une comparaison a ainsi été

effectuée afin de mettre en évidence les changements apportés aux paramètres de calcul, aux exigences de conception et aux critères de vérification de la structure.

Enfin, l'étude a été complétée par le dimensionnement de l'infrastructure, notamment le calcul et la vérification des fondations, afin d'assurer une transmission adéquate des efforts au sol et de garantir la durabilité de l'ouvrage. Les résultats obtenus confirment que la structure étudiée répond aux critères de sécurité imposés par les règlements algériens en vigueur et met en évidence l'impact des nouvelles dispositions du RPA 2024 sur la conception des bâtiments en zone sismique élevée.

Mots-clés : Béton armé, Bâtiment résidentiel, RPA 2024, Analyse structurale, Fondations.

Table de matière

Table des matières

<i>Dédicace</i>	2
Remerciement	4
Résumé	6
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	20
INTRODUCTION	20
CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT	20
<i>I.2.1. Dimensions en plan</i>	20
<i>I.2.2. Dimension en élévation</i>	20
. CONCEPTION STRUCTURELLE DU BATIMENT	20
. Poteaux.....	20
. Poutres	20
. Ossature	20
. Planchers	20
. Acrotère.....	21
. Escaliers.....	21
. Maçonnerie.....	21
. Terrasse.....	22
. Revêtement.....	22
. Le plafond.....	22
. Infrastructure	22
. Caractéristiques mécaniques des matériaux	22
. Béton	22
Acier	24
. HYPOTHESES DE CALCUL.....	26
PLANS D'ARCHITECTURE AVANT MODIFICATION	26
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges	29
II.1\ PRE-DIMENSIONNEMENT :	29
II.2\ <i>Pré-dimensionnement des poutres</i>	29
II.3\ <i>Pré-dimensionnement des Planchers</i> :	30
II.4\ <i>Pré-dimensionnement des voiles</i>	30
II.5\ <i>Pré-dimensionnement des poteaux</i> :	31
II.2\ ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	34
II.2.1\ <i>Maçonnerie</i>	34
II.2.2. <i>Les Planchers</i>	35
<i>Descente des charges</i>	36
<i>Vérification de coffrage</i>	37
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	40
1. Acrotère	40
1-3 LA CONDITION DE NON FRAGILITE :	41
1-4 VERIFICATION AU CISAILEMENT :	41
1-5 ARMATURES DE REPARTITION :	41

III -2-Escalier	43
2-1. Caractéristiques techniques	43
2-2 CALCUL D'ESCALIER	43
<i>Pré dimensionnement</i>	43
2-3 ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	44
<i>-Schéma statique :</i>	44
2-3 COMBINAISONS DE CHARGES	45
2-4 CALCUL DE FERRAILLAGE :	47
IV-2-5 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	47
Calcule de la flèche	47
IV-2-6 LA VERIFICATION DE LA FLECHE SE FAIT A E.L.S	47
2-5 ÉTUDE DE LA POUTRE PALIERE	51
2-5-1 ÉVALUATION DES CHARGES	52
2-5 -2 CALCUL DES EFFORTS.....	52
2-5-3 CALCUL DU FERRAILLAGE	53
<i>Armatures longitudinales</i>	53
<i>Condition de non fragilité</i>	54
<i>Vérification de l'effort tranchant</i>	54
<i>Espacement</i>	54
IV-2-5-4 VERIFICATIONS DES CONTRAINTES A L'E.L.S.....	54
2-5-5 VERIFICATION DE LA FLECHE	54
III -3 Les planchers :	55
3-1- LES POUTRELLES :	55
3-1-1 METHODE DE CALCUL.....	55
3-1-2 LA COMBINAISON DES CHARGES.....	56
<i>Sollicitation a l'état limite ultime</i>	57
<i>Sollicitation a l'état limite service</i>	57
3-1-3 CALCUL DE FERRAILLAGE	59
4	59
3-1-5 L'ESPACEMENT.....	59
3-1-6 DIAMETRE DES ARMATURES TRANSVERSALES.....	59
3-1-7 VERIFICATION DE LA SECTION D'ARMATURES TRANSVERSALES	59
3-1-7 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT	60
3-1-8 VERIFICATION DE LA FLECHE	60
3-1-9 CALCUL DE LA FLECHE	60
3-1-10 <i>Schéma de ferrailage</i>	61
Chapitre IV : Étude dynamique	64
LES METHODES DE CALCUL :	64
1- <i>La méthode d'analyse modale spectrale (A4.1.3./RPA2024)</i>	64
IV .1 Généralité sur le robot	64
1) Vérification de comportement pour les trois modes	66
SELON RPA 2024	67
3) Vérification de la stabilité au renversement :	68
SELON RPA 2024	69
4) Vérification des déplacements inter étages	70
5) Vérification vis-à-vis l'effet P-Δ	70
SELON RPA2024V25.....	71
6) Effort normal réduit à la base	71
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux	73

V.1 Ferrailage des poutres	73
. RECOMMANDATION REGLEMENTAIRE.....	73
- <i>Armatures longitudinales</i> :	73
- <i>Armatures transversales</i>	74
2. METHODE DE CALCUL	74
3. VERIFICATION DE LA FLECHE	75
4. CALCUL DE LA FLECHE.....	76
- <i>La flèche de la poutre principale</i>	76
- <i>La flèche de la poutre secondaire</i>	76
5. JUSTIFICATION DES POUTRES SOUS SOLLICITATIONS DES EFFORTS TRANCHANTS	77
6. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES	77
- <i>Pour les poutres principales (30x45)</i> :	78
- <i>Pour les poutres secondaires (30x35)et(30x50)</i> :	78
V.2 Ferrailages des poteaux :	80
. SELON RPA VERSION 2024 :	80
1. LES SOLLICITATIONS DANS LES POTEAUX.....	80
2. ÉTAT LIMITE DE STABILITE DE FORME	81
3. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS	81
-CONTRAINTE DE CISAILEMENT	82
-CONTRAINTE TANGENTIELLE ADMISSIBLE τ_u	82
5) CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES	83
6. VERIFICATION DE LA QUANTITE D'ARMATURES TRANSVERSALES MINIMALE (At/St.B) :	84
V.3 Les voiles :	86
METHODE DE CALCUL	86
1. ARMATURES VERTICALES	87
3. ARMATURE HORIZONTALE.....	87
4. EFFORT NORMAL REDUIT	89
Chapitre VI : Étude de l'infrastructure	91
VI.1 Introduction	91
VI.2 Classification des fondations	91
VI.3 Choix de type de fondation	91
VI.4 Calcul des fondations	92
4.1.1) Méthode de dimensionné la largeur B	92
a) <i>À l'État limite ultime au accidentelle</i>	93
4.2.2 Dimensionnement	93
a) <i>À l'État limite ultime à l'accidentelle</i>	93
b) <i>À l'État limite de service</i>	94
4.2.3 Vérification de la largeur B	94
4.2.4 Vérification de chevauchement :	95
4.2.5 Ferrailage des semelles	96
VI.5 Poutre de libage	99
VI.5.1 INTRODUCTION	99
VI.5.2 CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES	99
VI.5.3 LA METHODE DE CALCUL.....	99
1) <i>Pré-dimensionnement</i>	99
2) <i>Condition de rigidité</i> :	99
3) <i>La file correspondante</i>	99
4) <i>Définition des charges A ELU, ELS</i>	100
6) <i>Les résultats de la RDM</i>	100

7) Calcule de ferrailage :.....	101
8) Schéma de ferrailage.....	102
VI.7 Longines.....	103
VI.7.1 INTRODUCTION	103
1) Sollicitations.....	103
2) Ferrailage des longrines	103
VII.7 .2SCHÉMA DE FERRAILAGE	104
Conclusion générale	105
Références bibliographiques.....	108



LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES ABREVIATIONS

Majuscules romaines :

- $\emptyset l$: Diamètre d'une barre d'acier longitudinal
- $\emptyset t$: Diamètre d'une barre d'acier transversale
- A : Coefficient d'accélération de zone
- A' : Section d'acier comprimé.
- A : Section d'acier tendu.
- A max, A min : Section d'acier maximale et minimale
- B : Aire du béton.
- Br : Section réduite du béton d'un poteau.
- Bt : Section de la partie tendue.
- Cd : coefficient dynamique.
- Ct : Coefficient de période
- D : Facteur d'amplification dynamique
- ELS : État limite service.
- ELU : État limite ultime.
- Es : Module d'élasticité longitudinal.
- Fe : Limite d'élasticité de l'acier.
- G : Action permanente.
- Ie : Moment d'inertie équivalent.
- Ix, Iy : Moment d'inertie.
- K : Coefficient de raideur du sol.
- Lf : Longueur de flambement.
- Lt : Largeur de la section tendue.
- M : Moment fléchissant.
- Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
- Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S
- Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
- Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
- N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

R : force résultante

St : Espacement de cours d'armature.

Tu : Effort tranchant ultime.

V : Effort tranchant

W : Poids total de la structure

Wi : Poids sismique au niveau « i »

Z0 : paramètre de rugosité.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en T).

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

c_t : coefficient de topographie d : Hauteur utile d'une section.

ϵ : Coefficient (calcul de C_d).

f : Flèche.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f: Contrainte de calcul.

h: Hauteur de la section du béton.

i_y, i_y : Rayon de giration.

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

δ : Déplacement d'un niveau.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le secteur du bâtiment et de la construction est l'un des secteurs les plus concernés par les enjeux du développement durable, l'homme a toujours essayé de suivre le progrès et apprendre des nouvelles techniques de construction, pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement des structures des bâtiments.

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. son endommagement induit automatiquement des pertes humaines très importantes aussi la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées.

On sait que le bâtiment qui tue mais la vulnérabilité sismique qui en est la cause ; il faut construire dans les règles de l'art. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés pendant le tremblement de terre de Boumerdès du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques afin de protéger convenablement les constructions contre un éventuel séisme.

Dans notre projet de fin d'étude intitulé «Étude comparatif réglementaire d'un bâtiment (RDC+4) à SÉTIF», nous avons utilisé les deux dernières versions du Règlement Parasismique Algérien, à savoir le RPA 2003 et le RPA 2024-BC 2.48. Cette approche comparative nous a permis d'évaluer l'impact des évolutions réglementaires sur la conception sismique de la structure étudiée. En appliquant les exigences de chaque version à un même bâtiment, nous avons pu établir une analyse plus complète et rigoureuse, garantissant ainsi une meilleure fiabilité et conformité aux normes actuelles en matière de sécurité parasismique nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification qui sera menée selon les chapitres suivant :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète du projet à étudier, la définition de ses différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre sera consacré à la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments structuraux du bâtiment.
- Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments non structuraux (acrotère, escalier, planchers ...etc..
- Alors que le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, l'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel « ROBOT Structural analysis ».
- Le cinquième chapitre s'intéresse au calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre résume l'étude de dimensionnement et de ferrailage de l'infrastructure.
- Le mémoire est clôturé par des conclusions générales.



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction

Le projet proposé consiste à l'étude d'un bâtiment RDC+4 en béton armé à usage d'habitation selon RPA2024.

Le bâtiment sera implanté à **SETIF** qui est :

RPA 2024 : Classé comme une forte zone sismique « Zone IV » selon le classement des règles parasismique algérien 2024.

Tous calculs sont effectués conformément aux règlements en savoir :

DTR B.C 2-41 règles de conception et de calcul des structures en béton armé [1]

DTR B.C 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation [3]

Caractéristiques géométriques du bâtiment

I.2.1. Dimensions en plan

Longueur du bâtiment : $L_x=27.00$ m

Largeur du bâtiment : $L_y= 20.90$ m

I.2.2. Dimension en élévation

Hauteur des étages courants : $H= 3.06$ m

Hauteur de RDC : $H = 3.06$ m

Hauteur Totale : $HT=15.90$ m

. Conception structurelle du bâtiment

. Poteaux

Fait généralement référence aux supports verticaux, Ce sont des éléments structurels en béton armé sollicités généralement en flexion composée en supportant la charge des étages supérieurs.

. Poutres

Généralement, les structures à usage d'habitation comportent deux types de poutres : Poutre porteuse ou dites principales et poutre non porteuse ou secondaires, dans d'autres cas où la répartition des charges est considérée sur les deux directions, on considère un seul type.

. Ossature

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte, composé de :

Poteaux et poutres destinés à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.

Des voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage ainsi ils reprennent les charges horizontales et une partie des charges verticales.

. Planchers

Les planchers sont des surfaces horizontales à l'intérieur d'un bâtiment qui servent de niveaux d'habitation ou de support pour les activités.

Le bâtiment comporte deux types de plancher :

Plancher à corps creux : Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

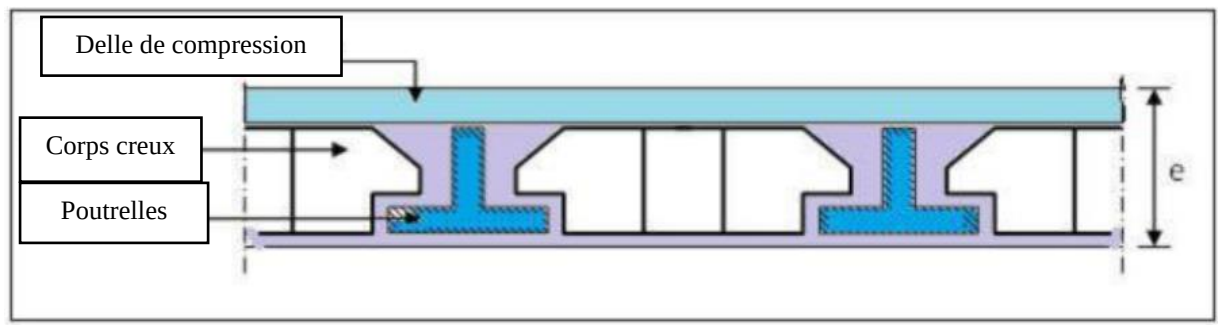


Figure II.1: Schéma d'une dalle à corps creux

b) Plancher en dalle pleine : Ce sont des planchers réalisés uniquement en béton armé d'une épaisseur bien déterminée, ce type de plancher est employé dans les portes à faux, balcon ...

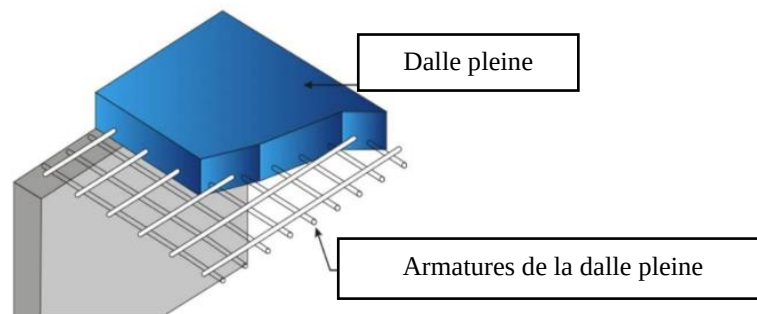


Figure I.2: Schéma du plancher à dalle pleine

. Acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment...). Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé, de 70 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

. Escaliers

Les escaliers sont des structures composées de marches et de contremarches, permettant de monter ou descendre entre différents niveaux d'une construction. Ils sont conçus pour faciliter le déplacement vertical entre étage ou niveaux.

. Maçonnerie

On a deux types :

1) Murs extérieurs

Sont composés de :

Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur

Une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

2) Murs intérieurs

Sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

. Terrasse

Une terrasse est une surface plate aménagée à l'extérieur d'un bâtiment, généralement au niveau du sol ou sur un toit.

On a un seul type de terrasse inaccessible.

. Revêtement

Les revêtements sont comme suivis

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers et escaliers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

. Le plafond

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

. Infrastructure

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferrailage seront représentées dans le chapitre fondation ; Le projet est implanté sur un site ferme (S2) selon le rapport de sol relatif au projet.

. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie.

. Béton

Le béton est un matériau constitué par mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable et gravier) avec du ciment et de l'eau. Il est caractérisé de point de vue, par sa résistance mécanique à la compression à 28 jours. Largement utilisée dans la construction d'infrastructures, de bâtiments et d'autres ouvrages ; la composition de béton est ultérieurement formulée par un laboratoire agréé selon le type de ciment et agrégats utilisés.

Résistance du béton

C.1. Résistance du béton à la compression [1]

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « j » jours, généralement à 28 jours.

Tableau I. 1 : Résistance caractéristique du béton

J ≤ 28 jours	J = 28 jours	J > 28 jours
$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$	$F_{cj} = f_{c28}$	$F_{cj} = 1.1 f_{c28}$

Pour notre étude, on prend : $F_{C28} = 25 \text{ MPa}$

C.2. Résistance du béton à la traction [1]

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} » ; elle est définie par la relation :

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

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on trouve : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

C.3. Module de déformation longitudinale [1]

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou module de déformation longitudinale.

On a deux types de module de déformation longitudinale :

Module d'élasticité instantanée «Eij»

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton Eij est égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} ; \text{ en MPa}).$$

On prend : $E_{ij} = 11000 (25)^{1/3} = 32164.19 \text{ MPa}$

Module d'élasticité différée « Evj »

Le module de déformation longitudinale différée Evj est donné par :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj} ; E_{vj} ; \text{ en MPa})$$

On prend : $E_{vj} = 3700 (25)^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa}$

C.4. Contrainte limite de calcul CBA9 [1]

a) Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU)

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique,

Au-delà de cette limite il y aura ruine de l'ouvrage :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée

Si :

$$\begin{cases} t > 24\text{h} & \rightarrow \theta = 1 \\ 1\text{h} < t < 24\text{h} & \rightarrow \theta = 0,9 \\ t < 1\text{h} & \rightarrow \theta = 0,85 \end{cases}$$

Avec : t = durée d'application de l'action considérée en heure

Contraintes limites à l'état limite de service (ELS)

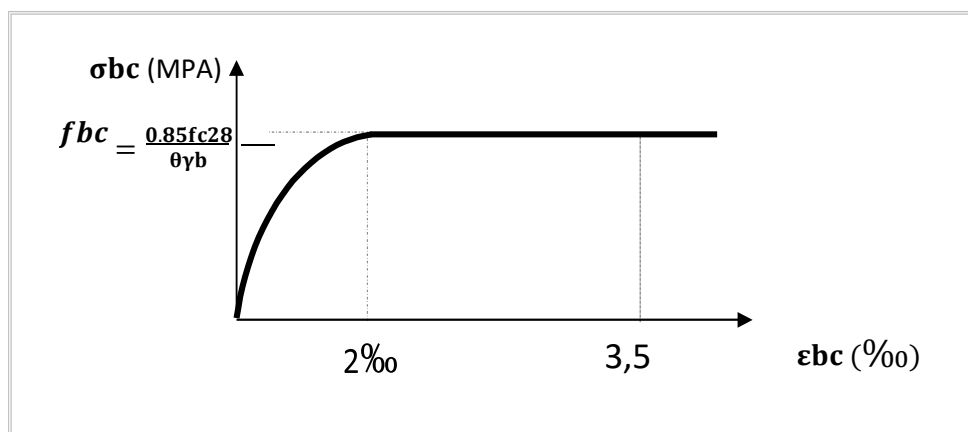


Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation du béton

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton

L'état limite de service d'ouverture des fissures.

L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

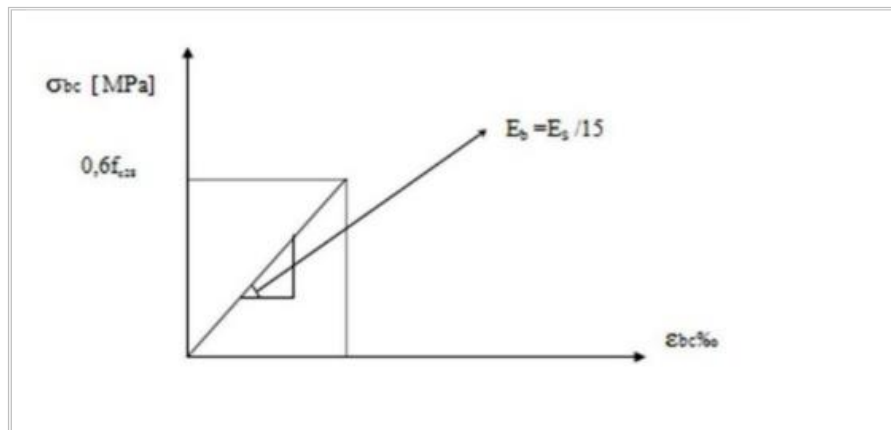


Figure I.4: Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS

Tableau I. 2 : paramètre de calcul

f_c 28 (MPa)	25	
f_t 28 (MPa)	2.1	
E_i 28 (MPa)	32164.2	
E_v 28 (MPa)	10819.0	
σ_b ultime (MPa)	Situation durable	14.2
	Situation accidentelle	18.5
σ_{bc} service (MPa)	15.0	
τ_u (MPa): situation durable	Fissuration peu nuisible	3.33
	Fissuration préjudiciable	2.5

Acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

Tableau I. 3 : Caractéristiques des aciers.

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)	E (MPa)
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE500	T >10	500	2,1*10 ⁵
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	0 ≤ θ ≤ 6	520	

Selon le CBA93
Armatures droite ($\alpha=90^\circ$)

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \text{Min} \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \tau_u = 4.32 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \tau_u = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \tau_u = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$\gamma_b = 1.5$ cas des situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$ cas des situations accidentelles

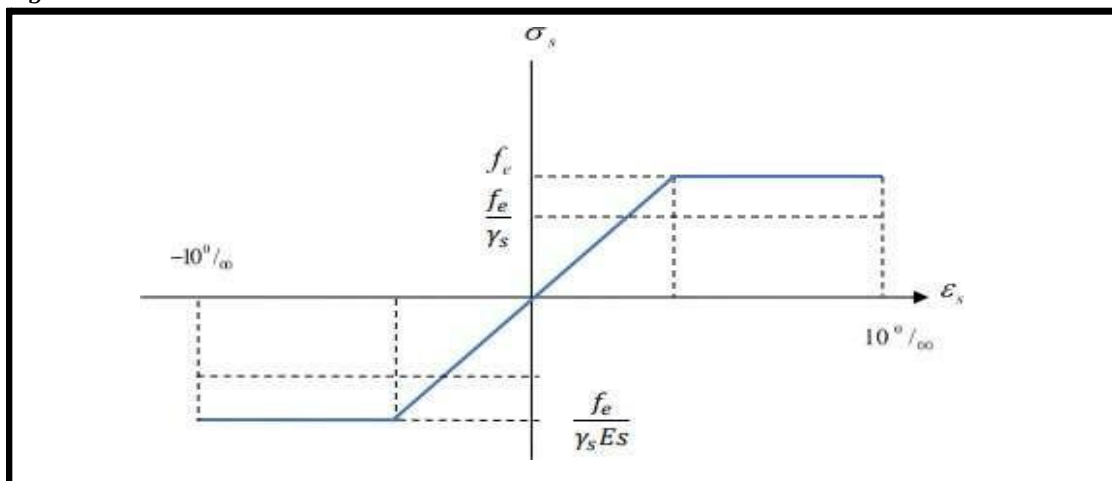


Figure I.1 : Diagramme Déformation – Contrainte de l'acier

Tel que :

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{cas des situations durables ou transitoires} \\ & \text{cas de situation accidentelle} \end{cases}$$

. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes est basé sur les hypothèses suivantes :

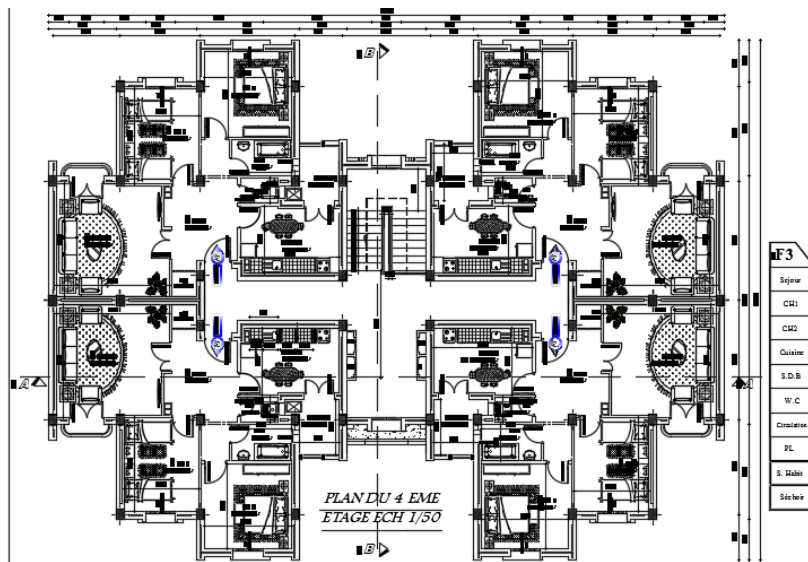
Les sections droites restent planes après déformations

Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.

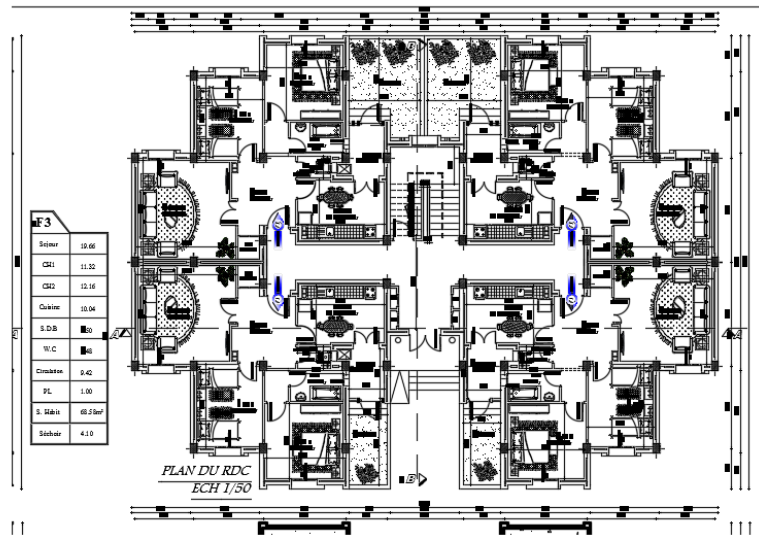
Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.

Plans d'architecture avant modification

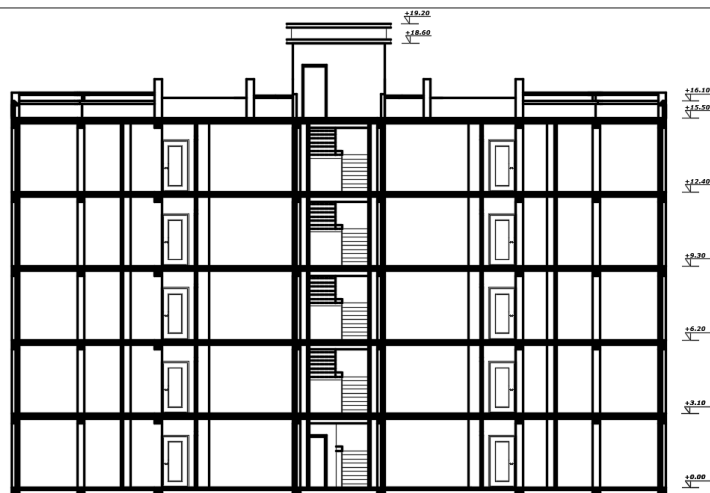
Le projet proposé consiste à l'étude d'un bâtiment RDC+4 en béton armé à usage habitation



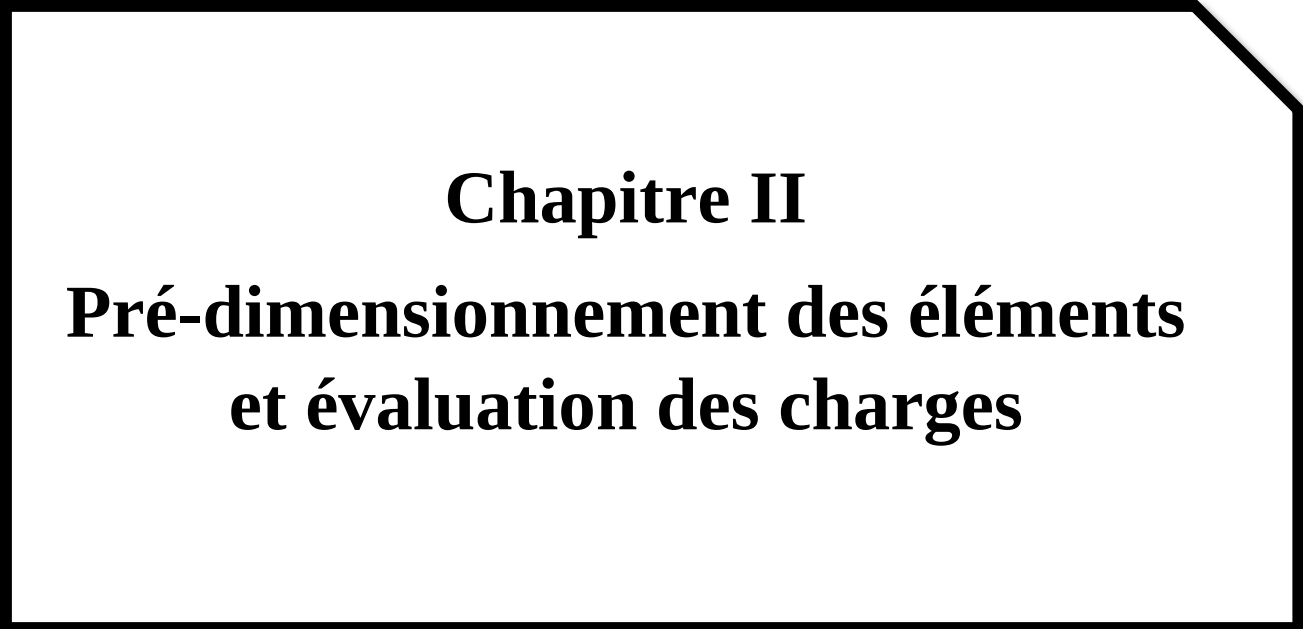
Plan étage



Plan RDC



La coupe du plan façade



Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

II.1\ Pré-dimensionnement :

Le Pré-dimensionnement constitue une étape essentielle pour établir les dimensions des divers éléments de la structure. Ces dimensions sont déterminées conformément aux recommandations du RPA 2024 ainsi qu'aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA).

Il convient de noter que les résultats obtenus ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés après vérification lors de la phase de calcul.

II.2\ Pré-dimensionnement des poutres

Une poutre est un élément structural horizontal, souvent allongé, utilisé pour supporter des charges verticales et distribuer le poids dans une structure.

Le pré-dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

Détermination des dimensions (b , h) à partir du CBA.

Les Vérifications selon RPA.

La Vérification de la rigidité

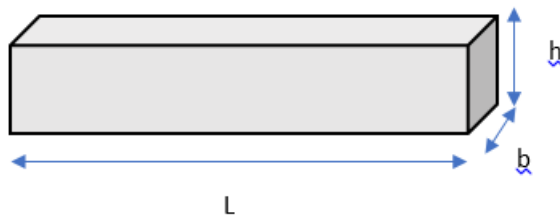


Figure II.1 : schéma d'une poutre

Avec : L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Tableau II. 1 : pré-dimensionnement des poutres

	Poutre principale $L_{\max}=4.80\text{m}$	Poutre secondaire 1 $L_{\max}=3.80\text{m}$	Poutre secondaire 2 $L_{\max}=5.00\text{m}$
Conditions de résistance $L/15 \leq h \leq L/10$ $0.3h \leq b \leq 0.7h$	$480/15 \leq h \leq 480/10$ $32\text{cm} \leq h \leq 48\text{cm}$ $h=40\text{cm}$ $0.3(40) \leq b \leq 0.7(40)$ $12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$ $b=30\text{cm}$	$380/15 \leq h \leq 380/10$ $25.33\text{cm} \leq h \leq 38\text{cm}$ $h=35\text{cm}$ $0.3(35) \leq b \leq 0.7(35)$ $10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$ $b=30\text{cm}$	$500/15 \leq h \leq 500/10$ $33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm}$ $h=50\text{cm}$ $0.3(50) \leq b \leq 0.7(50)$ $15\text{cm} \leq b \leq 35\text{cm}$ $b=30\text{cm}$
Vérification selon RPA2024	$h \geq 30\text{cm}$ $h=40\text{cm}$ vérifié. $b \geq 25\text{cm}$ $b=30\text{cm}$ vérifié. $h/b \leq 4\text{ cm}$; $1.33 < 4\text{cm}$ vérifié.	$h \geq 30\text{cm}$ $h=40\text{cm}$ vérifié. $b \geq 25\text{cm}$ $b=30\text{cm}$ vérifié. $h/b \leq 4\text{ cm}$; $1.16 < 4\text{cm}$ vérifié.	$h \geq 30\text{cm}$ $h=50\text{cm}$ vérifié. $b \geq 25\text{cm}$ $b=30\text{cm}$ vérifié. $h/b \leq 4\text{ cm}$; $1.67 < 4\text{cm}$ vérifié.
Condition de rigidité($h/L \geq 1/16$)	$(h/L=0.08) \geq (1/16)$ CV	$(h/L=0.077) \geq (1/16)$ CV	$(h/L=0.10) \geq (1/16)$ CV
Conclusion	$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$	$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$	$(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$

II.3\ Pré-dimensionnement des Planchers :

Un plancher désigne la surface horizontale d'un étage dans un bâtiment, généralement construite pour supporter le poids des occupants et des objets.

Pour notre structure, on a utilisé deux types des planchers :

Plancher à corps creux

Dalle plein

Plancher à corps creux :

Détermination d'épaisseur de plancher

$$e \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \rightarrow e \geq \frac{480}{22,5} \rightarrow e \geq 21.33 \text{ cm}$$

Donc Nous adoptons $e = 25 \text{ cm}$ / $(20+5) \text{ cm}$

20cm : Corps creux

5cm : La table de compression

II.4\ Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé sont destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux dues au vent et au séisme.

Le RPA2024 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante : $L_w > 4 b_w$

h_e : hauteur libre d'étage

b_w : épaisseur de voile

L_w : longueur de voile

$$b_w \geq \text{Max} \left(15\text{cm} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

$$\text{on a : } h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } b_w \geq \text{Max} \left(15\text{cm} ; \frac{286}{20} \right)$$

$$b_w \geq \text{Max} (15\text{cm} ; 14.3\text{cm})$$

$$b_w \geq 15 \text{ cm} \quad b_w = 20 \text{ cm}$$

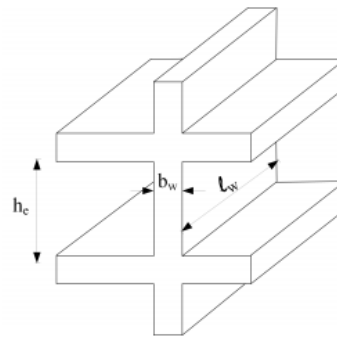


Figure II.2 : coupe de voile en élévation

II.5\ Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre au sol par des fondations, le dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

D'après RPA 99 Version 2003 [2] pour une zone de sismicité élevée (zone IIa), les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (b ; h) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min} (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

Choix du poteau le plus sollicité

Après une comparaison préliminaire, on ne constate que le poteau le plus sollicité est situé à l'intersection suivant :

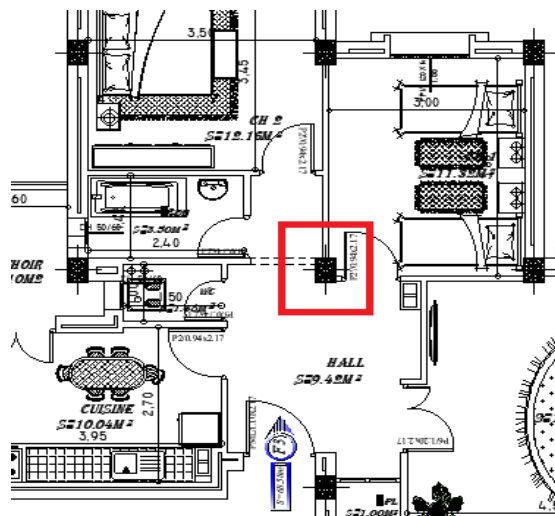


Figure II.3 : l'emplacement du poteau le plus sollicité

Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 versions 2003.

$$\min(a, b) \geq 30\text{cm}$$

Tableau II. 2 : proposition des dimensionne des poteaux

Niveau d'étage	Dimension du poteau	
	a (cm)	b (cm)
4	35	35
3	35	35
2	40	40
1	40	40
RDC	40	40

$$\overline{Nu} = \alpha \times \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{Fe * A}{\gamma_s} \right]$$

A : section d'armature minimal selon RPA

Br : section réduit de poteau = (b-2) * (h-2)

α : Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs Suivantes :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

λ : L'élancement mécanique :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : La longueur de flambement :

$$L_f = 0,7 \cdot L_0$$

i : Le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{b^2}} \rightarrow \sqrt{\frac{b^4}{12b^2}}$$

Après simplification on trouve : $i = \frac{b}{2\sqrt{3}}$

Avec :

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Acier : $f_e = 500 \text{ Mpa}$

$\gamma_b = 1,5 \rightarrow$ Situation durable

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Situation durable

SELON RPA 2024 : La section minimale de la ZONE IV : $As_{min} = \frac{1 \times B}{100}$

Tableau II. 3 : Détermination de l'effort normal admissible selon RPA 2024

niveau	a (cm ²)	Br (mm ²)	L0 (m)	Lf (m)	i (mm)	λ	α	As (cm ²)	$\overline{Nu}$ (KN)
4	35	108900	3.06	2.14	101.1	21.2	0.79	12.25	3359.6
3	35	108900	3.06	2.14	101.1	21.2	0.79	12.25	3359.6
2	40	144400	3.06	2.14	115.5	18.5	0.80	16	4517.53
1	40	144400	3.06	2.14	115.5	18.5	0.80	16	4517.53
RDC	40	144400	3.06	2.14	115.5	18.5	0.80	16	4517.53

Calcul de la surface revenant au poteau

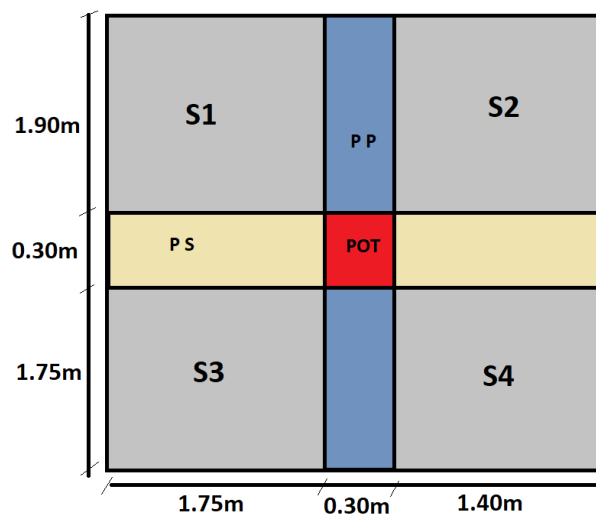


Figure II.4 : la surface revenant au poteau le plus sollicité

La surface Complete du plancher

$$S_t = (1.90 + 0.30 + 1.75) \times (1.75 + 0.30 + 1.40) = 13.63 \text{ m}^2$$

La surface du plancher seulement

$$S_P = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\left. \begin{array}{l} S_1 = 1.90 \times 1.75 = 3.33 \text{ m}^2 \\ S_2 = 1.90 \times 1.40 = 2.66 \text{ m}^2 \\ S_3 = 1.75 \times 1.75 = 3.06 \text{ m}^2 \\ S_4 = 1.75 \times 1.40 = 2.45 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow S_P = 11.50 \text{ m}^2$$

II.2\ Évaluation des charges et surcharges

L'estimation des charges des éléments qui suivent est faite selon Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2.2, les Valeurs des charges se calcul d'après le volume des matériaux et leur densité la plus grande dans les conditions d'emploi.

II.2.1\ Maçonnerie

Murs intérieurs (simple cloison)

Une cloison de séparation sert à délimiter deux logements entre eux ou à séparer l'espace habitable des parties communes.

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m ³)	Poids surfaciques (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				1.30

Tableau II. 4 : Le poids surfacique des murs intérieurs (simple cloison)

Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II. 5 : Le poids surfacique des murs extérieur (double cloison)

N°	Composants	Épaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m ³)	Poids surfaciques(kN/m ²)
1	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.15	8.67	1.30
5	Enduit en mortier	0.02	18	0.36
TOTAL				2.92

II.2.2. Les Planchers

a) Plancher Étage courant

Charges permanentes

Tableau II. 6 : La charge permanente du plancher d'étage courant

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
4	Planche	0.16+0.6	-	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Mur simple cloison	0.1	-	1.62
TOTAL				6,00

Surcharges d'exploitation

Étage d'habitation $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$

b) Plancher terrasse

Charge permanentes

Surcharges d'exploitation :

Terrasse inaccessible $Q = 1.00 \text{ kN/m}$

Tableau II. 7 : La charge permanente du plancher terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ²)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon roulé	0.05	18	0.90
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente (béton)	0,10	22	2.50
5	Plaque de liège	0.04	4	0.16
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Planche	0.16+0.4	-	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
TOTAL				6,80

Descente des charges

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

Selon la loi de dégression de charges DTR B C 2 2 [3], Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment. $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge kN/m ²
Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	1,00
Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,50
Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10

Tableau II. 8 : charge d'exploitation de chaque niveau

Charger d'exploitation

$$NQ = Q \times St$$

Charger Permanente et N_u

$$NG = \sum [(G_p \times S_p) + (PP_{ps} + PP_{pp} + PP_{pot})]$$

G_p : charge permanente du plancher.

PP_{pp} : poids propre de poutre principale.

PP_{ps} : poids propre de poutre secondaire.

PP_{pot} : poids propre de poteaux.

$$N_u = 1,35 NG + 1,5 NQ$$

$$(1,1 N_u \leq N^{\bar{u}})$$

Tableau II. 9 : Vérification la charge de la structure avec la charge admissible

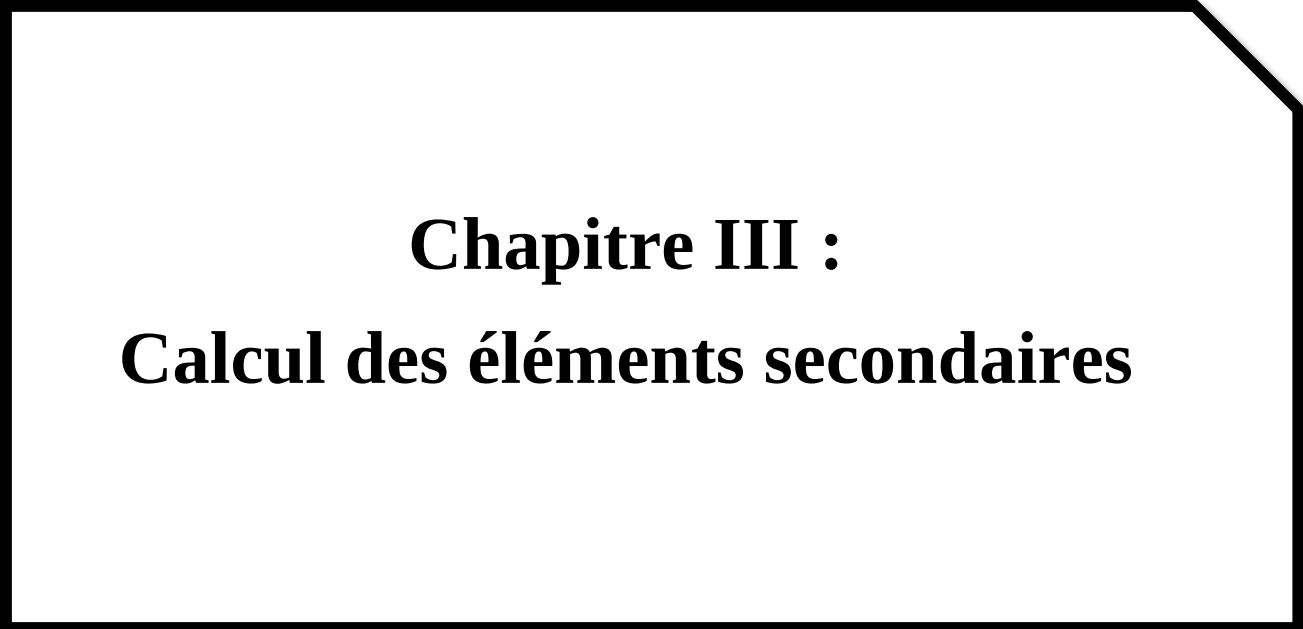
	Éléments	G (kN)	NG (kN)	NQ (kN)	Nu (kN)	1,1Nu (kN)	$1,1Nu \leq \overline{Nu}$ Selon les deux versions
4 ^{ème}	Poutre X	12	105.43	11.50	159.58	175.54	Oui
	Poutre Y	9.06					
	Poteau	9.37					
	Plancher	75					
3 ^{ème}	Poutre X	12	204.86	40.25	336.94	370.63	Oui
	Poutre Y	9.06					
	Poteau	9.37					
	Plancher	69					
2 ^{ème}	Poutre X	12	306.59	84.53	540.69	594.76	Oui
	Poutre Y	9.06					
	Poteau	12.24					
	Plancher	69					
1 ^{ème}	Poutre X	12	408.89	142.60	765.90	842.49	Oui
	Poutre Y	9.06					
	Poteau	12.24					
	Plancher	69					
RDC	Poutre X	12	511.19	212.75	1009.23	1110.15	Oui
	Poutre Y	9.06					
	Poteau	12.24					
	Plancher	69					

Vérification de coffrage

$\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI $\rightarrow$ vérifie

$\text{Min}(b, h) \geq \frac{L}{20}$ quelle que soit la zone $\rightarrow \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$ vérifie

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$: quelle que soit la zone $\rightarrow \frac{b}{h} = 1$ vérifie



Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains seront vérifiés à l'action de la charge sismique (acrotère).

Les éléments non structuraux sont les suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers.
- Les planchers.

1. Acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

Le calcul se fera :

En flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, donc le calcul se fera à l'ELS.

1-1. Charges et surcharge

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

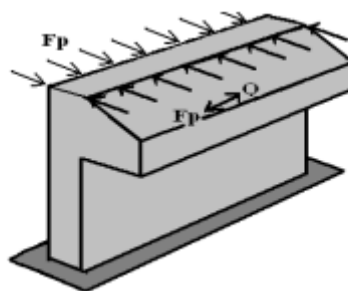


Figure III. 1: Schéma statique de l'acrotère

1-1-1. Charge verticale

Tableau III. 1 : Évaluation des charges et surcharges

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1.00

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Sacr : Surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

L'acrotère est soumis à :

$$N = 2.6225 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

	ELU	ELS
N(KN)	3.54	2.6225
M(KN.m)	0.9	0.6

1-2-calcul de ferrailage

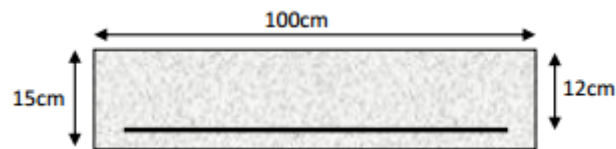


Figure III. 2 acrotère

Par SOCOTEC BAELR $\Rightarrow A_s = 0.11 \text{ cm}^2$

1-3 La condition de non fragilité :

$$\frac{0.23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s$ On adopt: $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

1-4Vérification au cisaillement :

$$V_u = F_p + Q = 1.2588 + 1 = 2.2588 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 0.0188 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \min(0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \quad \tau_u < \min(2.5; 4) \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0188 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

1-5 Armatures de répartition :

$$A_{sr} = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

-Espacement :

*** Armatures principale :** $St \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $St = 30 \text{ cm}$.

*** Armatures de répartition :** $St \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. On adopte $St = 20 \text{ cm}$.

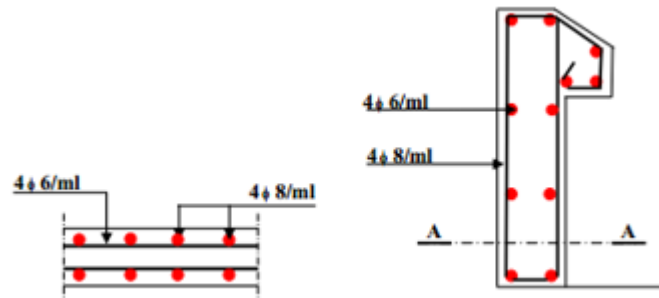


Figure III. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère

III -2-Escalier

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

2-1. Caractéristiques techniques

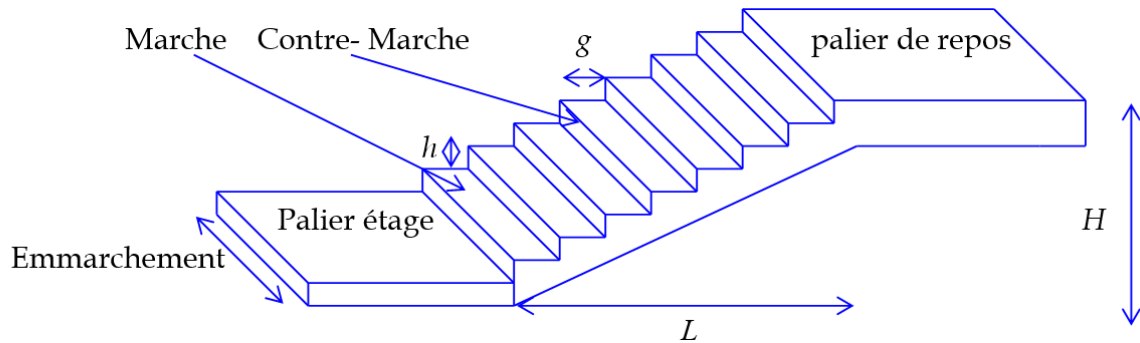


Figure III. 4: Les composants de l'escalier.

2-2 Calcul d'escalier

Sur ce projet, on distingue types d'escaliers à deux volées.

Pré dimensionnement

Tableau III.2: Dimensionnement d'escalier selon la formule de BLONDEL

H	La hauteur de la volée	$n \text{ de volée} \times h$
N	Le nombre de contre marche	$x.n^2 - (x + 2H + L) n + 2H = 0$ avec : $x=64$
n-1	Le nombre de la marche	n-1
H	La hauteur du contre marche	$h=H/n$
G	La largeur de la marche	$g+2h = 64 \Rightarrow g=64-2h$
L	La longueur de la paillasse	$L=\sqrt{(H^2 + L^2)}$
α	L'inclinaison de l'escalier	$\tan \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = \arctan \alpha$
Ep	L'épaisseur de l'escalier	$\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30}$
L _T	La longueur totale	$L_T = L + L_{\text{palier}}$

Tableau III. 3: Pré-dimensionnement des escaliers

n (contre marche)	n-1(marche)	h (cm)	g (cm)	α (°)	L _T (cm)	ep(cm)
9	8	17	30	31.84	4.78	$13.66 < ep < 15.93$ $ep = 20cm$

2-3Évaluation des charges et surcharges

Escalier à deux volées

Tableau III. 4:charge permanente (volée)

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.20	25	5
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				6.74

Tableau IV. 5:charge permanente (paillasse)

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.20/0.884	25	5.66
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
6	Poids des marches	0.17/2		2.125
TOTAL				9.41

-Schéma statique :

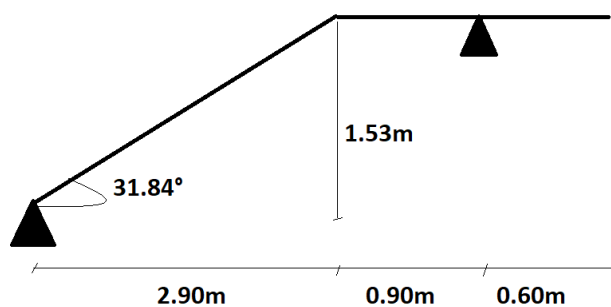


Figure III. 5: Schéma statique

2-3 Combinaisons de charges

Le calcul se fera sur une bonde de 1 ml

La charge d'exploitation de tout l'escalier $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Tableau III. 6: Combinaisons de charges

Désignation	Paillasse P1 (kN/ml)	Palier P2 (kN/ml)
ELU	$q_u = 1.35 (9.41) + 1.5 (2.5) = 16.45$	$q_u = [1.35 (6.74) + 1.5 (2.5)] \times 1 = 12.85$
ELS	$q_{ser} = 9.41 + 2.5 = 11.9$	$q_{ser} = [5.49 + 2.5] \times 1 = 9.24$

État limite ultime :

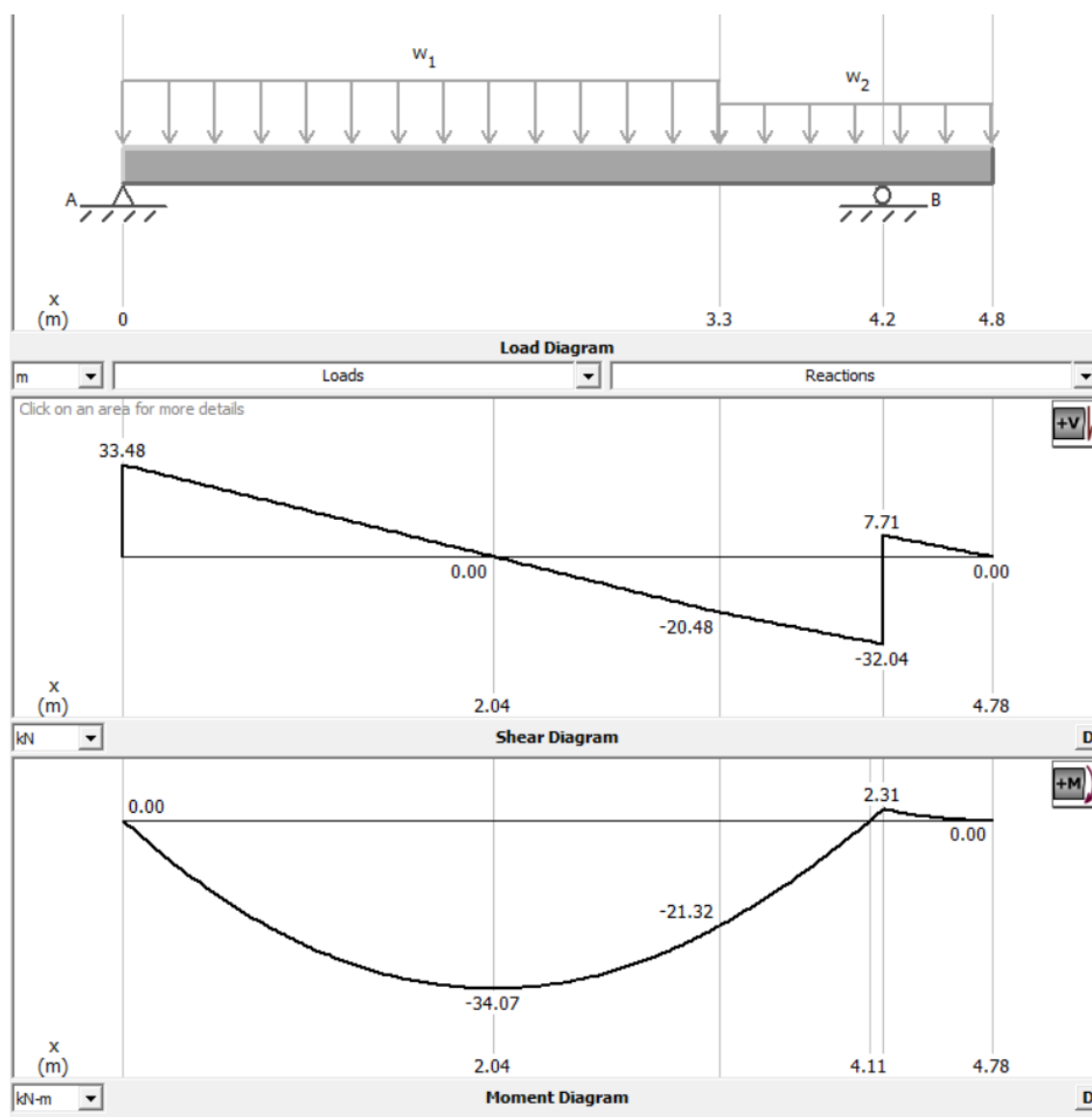


Figure III. 8: diagramme des moments fléchissants et effort tranchant (ELU)

État limite service :

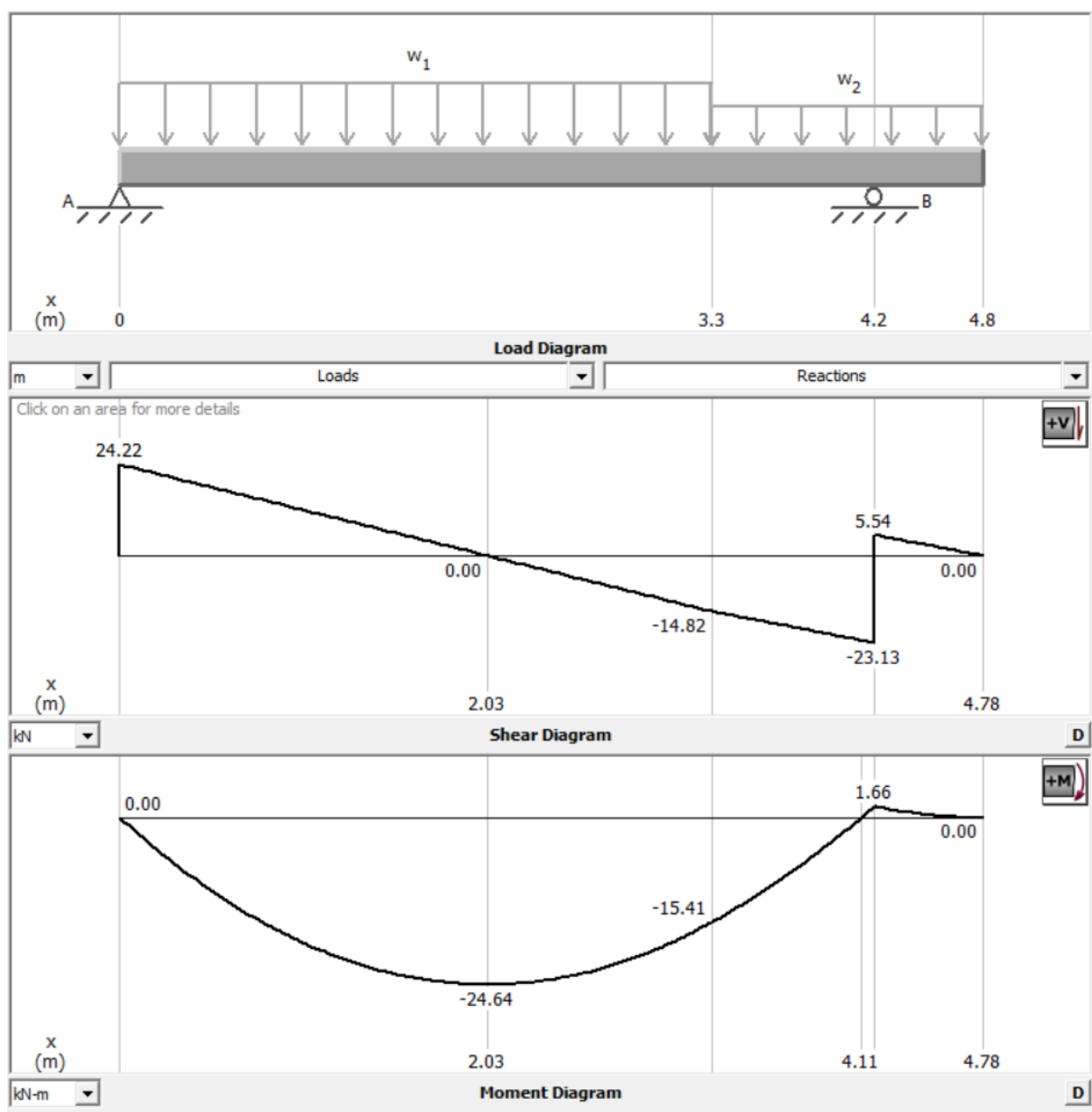


Figure III. 9:diagramme des moments fléchissant et effort tranchant (ELS)

$$M_a = 0,5 M_0 ; M_t = 0,85 M_0$$

Tableau III. 7:Les moments en travée et en appui (ELU-ELS)

	ELU	ELS
Moment	34.07	24.64
M_t (KN.m)	28.96	20.94
M_a (KN.m)	17.04	12.32
T (KN)	33.48	24.22

2-4 Calcul de ferrailage :

La section transversale de la poutre modèle est $(100 \times 20) \text{ cm}^2$, avec un enrobage de 3 cm , la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le ferrailage se fait à l'ELU en flexion simple.

Le tableau suivant donne les résultats de ferrailage à l'ELU données par le programme SOCOTEC :

Tableau III.8: vérification a (ELS)

	En travée	En appuis
M (KN.m)	28.96	17.04
A calculer (cm ²)	3,95	3,90
A _{choisie} (cm ²)	6HA12=6,78	6HA12=6,78
A _r (cm ²)	1.70 cm ² → 4HA8 =2.01 cm ²	1.70 cm ² → 4HA8 =2.01 cm ²
$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	5,26 < 15 CV	4,01 < 15 CV
$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$ (MPa)	195,2 < 201.6 CV	201,3 < 201.6 CV

✓ Le diamètre des barres à utiliser ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur de la dalle avec un espacement maximal inférieur ou égal au : $\min(e, 33 \text{ cm})$.

✓ Des armatures de répartition sont à prévoir, avec une section au moins égale au quart de celle des armatures **longitudinales**

▪ En travée :

On adopte 6HA12=6,78 cm²/ml , espacement : $st = \frac{b-2 \times c}{N \text{ barre}} = 12 \text{ cm}$

▪ En appuis :

On adopte 6HA12=6,78 cm²/ml , espacement : $st = \frac{b-2 \times c}{N \text{ barre}} = 10 \text{ cm}$

IV-2-5 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{33.48 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.197 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.197 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Calcule de la flèche :

IV-2-6 La vérification de la flèche se fait à E.L.S

-Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{540} = 0.037 < 0.044 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_{t \text{ ser}}}{M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow 0.037 < 0.057 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.0063 < 0.0072 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche

-La flèche totale est définie d'après le CBA comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < \bar{f}$$

$$\text{Avec } \bar{f} = 0.5\text{cm} + \frac{L}{500} \rightarrow \text{car } L > 5\text{ m}$$

j : Correspond aux charges permanentes sans revêtements.

g : Correspond aux charges permanentes avec revêtements.

p : Correspond aux charges totales (G+Q)

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et Instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en Œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

2-la flèche admissible :

$$L = 5.4\text{ m} \rightarrow \bar{f} = 15.8\text{ mm}$$

-calcul des charges et les moments correspondants

Tableau III. 9:charges et les moments correspondants

La charge (KN/m) Car la charge × b	Palier	Palliasse	Le moment correspondant (KN×m)
j	5	7.78	22.48
g	6.74	9.41	27.57
p	9.24	11.91	35.3

Les moments sont calculés par Mdsolids

Nous avons calculé les moments pour les trois cas suivant :

- moment correspondant aux charges permanentes sans revêtements
- moment correspond aux charges permanentes avec revêtements
- moment correspond aux charges totales (G+Q)

à chaque fois on a ajouté les charge de chaque cas dans le schéma statique d'escalier et on obtenir le moment max par la RDM dans logiciel Mdsolids

- Calcul De Position De Centre De Gravite :

$$Y = \frac{15 \times A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b d}{7.5 \times A_s}} - 1 \right) = 5.97\text{ cm}$$

- Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 74589.9666\text{ cm}^4$$

-Calcul des contraintes correspondant :

$$\delta j = \frac{15 \times M_j}{I_0} (d - y) = 49.9\text{ Mpa}$$

$$\delta g = \frac{15 \times M_g}{I_0} (d - y) = 61.2\text{ Mpa}$$

$$\delta p = \frac{15 \times Mp}{I_0} (d - y) = 78.3 \text{ Mpa}$$

-Calcul de pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{As}{d b} = 6.34 \times 10^{-3}$$

- Calcul des coefficients correspondant :

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\delta_j + f_{t28}} \right) = -0.091974242$$

$$\mu_g = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\delta_g + f_{t28}} \right) = -0.006289102$$

$$\mu_p = 1 - \left(\frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\delta_p + f_{t28}} \right) = 0.100518689$$

-Calcul du moment d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} = 3.31 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} = 1.32 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{array} \right.$$

Donc :

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 117957.7414 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 83793.28305 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 61568.0451 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 82735.7927 \text{ cm}^4$$

- Calcul de module de déformation longitudinale du béton :

- instantané : $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$

- Différée : $E_v = 10818,87 \text{ MPa}$

- Calcul la flèche :

fi : La flèche due aux charges instantanées. $\rightarrow f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_i}}$

fv : La flèche due aux charges de longues durée. $\rightarrow f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_v}}$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 1.73 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 2.98 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 5.2 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}} = 8.98 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < \bar{f}$$

$$\Delta f = 8.98 - 1.73 + 5.2 - 2.98 = 9.47 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 9.47 < \bar{f} = 15.8 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

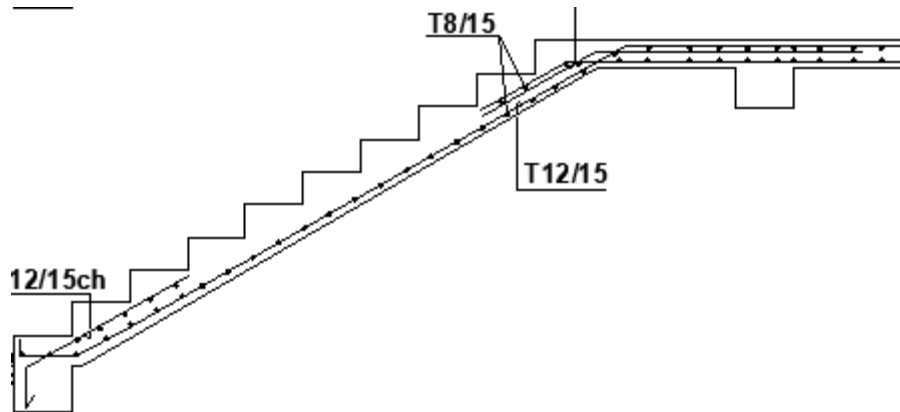


Figure III. 10 : schéma de ferrailage d'escalier

2-5 Étude de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

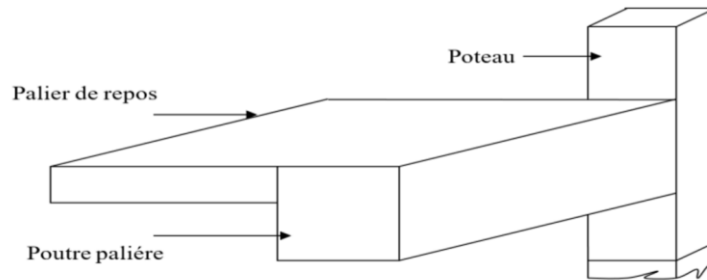


Figure III. 11:Poutre palière

Pré dimensionnement pour les deux types

D'après la condition de flèche défini par le BAEL91

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

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

Vérifications Selon RPA99/2003

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

$$\text{Avec } \Rightarrow L = 3 \text{ m}$$

Tableau III. 10: pré-dimensionnement de la poutre palier

Poutre palière	
Type 1	
Condition de résistance	$20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$ On adopte ; $h=35 \text{ cm}$ $10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$ $\Rightarrow b=30 \text{ cm}$
Vérifications Selon RPA99/2003	$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \text{CV}$ $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \text{CV}$ $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \dots \text{CV}$
Condition de rigidité $(\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16})$	$\frac{35}{415} = 0.084 \geq \frac{1}{16} = 0.062$ CV
Conclusion	$b \cdot h = (30 \cdot 35) \text{ cm}^2$

2-5-1 Évaluation des charges

Pour La longueur de la poutre : $L = 3 \text{ m}$

Dans notre cas l'escalier composante des consoles a pour rôle de supporter le poids d'escalier, le calcul sera en flexion simple. On étudie les efforts appliqués dans chaque console et on prend le cas plus sollicité pour ferraillee.

Tableau III. 11: charge permanente et d'exploitation

	La poutre
Charge permanente $G[\text{kN/ml}]$	$(G_{\text{poutre}} + G_{\text{mur}} + G_{\text{palier}} + G_{\text{volée}})$ $= ((0,35 \times 0,30 \times 25) + 2.52 + 6.74 + 9.41)$ $= 21.3$
Charge d'exploitation $Q[\text{kN/ml}]$	2.5

Tableau III. 12: chargement de poutre ultime et service

	La poutre
$P_u (\text{kN/ml})$	$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ $P_u = 32.6$
$P_s (\text{kN/ml})$	$P_s = G + Q$ $P_s = 23.8$

2-5 -2 Calcul des efforts

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$T_u = \frac{q \times L}{2}$$

Moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_0$

Moment sur appuis : $M_a = 0.5 \times M_0$

Tableau III. 13: Efforts la poutre palière

Désignation	M_0	T_u	M_t	M_a
ELU	36.67	48.9	31.17	18.34
ELS	26.78	25.7	22.76	13.39

2-5-3 Calcul du ferrailage

Armatures longitudinales

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : FeE500 ; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 435$ MPa

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_b = 14,2$ MPa

On a : $b = 30$ cm ; $h = 35$ cm ; $d = 32$ cm

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) ; \beta = d \times (1 - 0.4 \alpha) ; A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Pourcentage minimum de ferrailage c'est :

BAEL91 :

$$A_{\min} = B/1000$$

RPA99 (2003) :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% b.h$$

Tableau III. 14: ferrailage

	Mu (KN.m)	As cal (cm ²)	Amin BAEL (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	As adopte (cm ²)	Section choisie (cm ²)
Travée	31.17	2,37	1.05	5.25	5.25	3HA14 +2HA10 = 6.19
Appuis	18.34	1,37	1.05	5.25	5.25	3HA14 +2HA10 = 6.19

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 12 \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 12 \right\}$$

$$\emptyset_t \leq \min \{10 ; 30 ; 12\}$$

$$\text{Nones prenons : } \emptyset_t = 8 \text{ mm} \longrightarrow 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 320 \times \frac{2.1}{500} = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.19 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 0.93 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{Tu}{b.d} = \frac{48.9 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.51 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min(0.2 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau u = 0.51 \text{ MPa} < \overline{\tau u} = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Espacement

$$St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \longrightarrow \text{en zone courante}$$

On adopte les valeurs suivantes :

St = 10 cm (en zone nodale)

St = 15 cm (en zone courante)

IV-2-5-4 Vérifications des contraintes à l'E.L.S

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

$$\overline{\sigma_S} = 201.6 \text{ MPa}$$

Tableau III. 15: vérification des contraintes

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Travée	22.76	6.19	4,88	132,4	CV	CV
Appuis	13.39	6.19	2,87	77,9	CV	CV

2-5-5 Vérification de la flèche

Il faut vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.117 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{L}{L_{\odot}} \geq \frac{18 M_{\odot}}{10 M_{\odot}} \Rightarrow 0.117 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{bo.d} \leq \frac{L}{fe} \Rightarrow 0.0059 < 0.006 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2-5-6 Schéma de ferrailage :

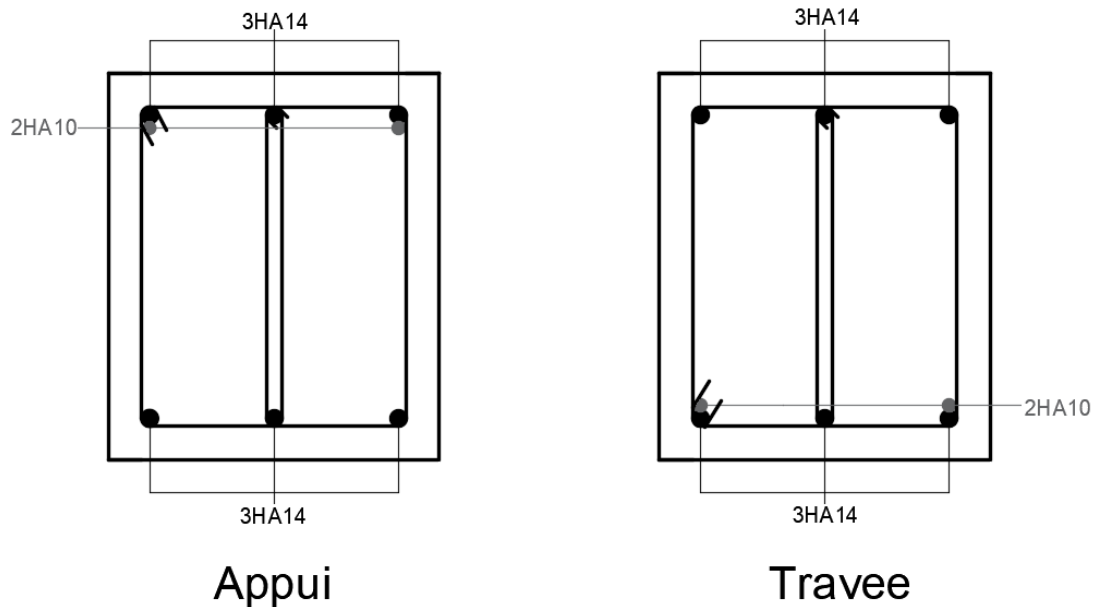


Figure IV. 12: schéma de ferrailage poutre palier

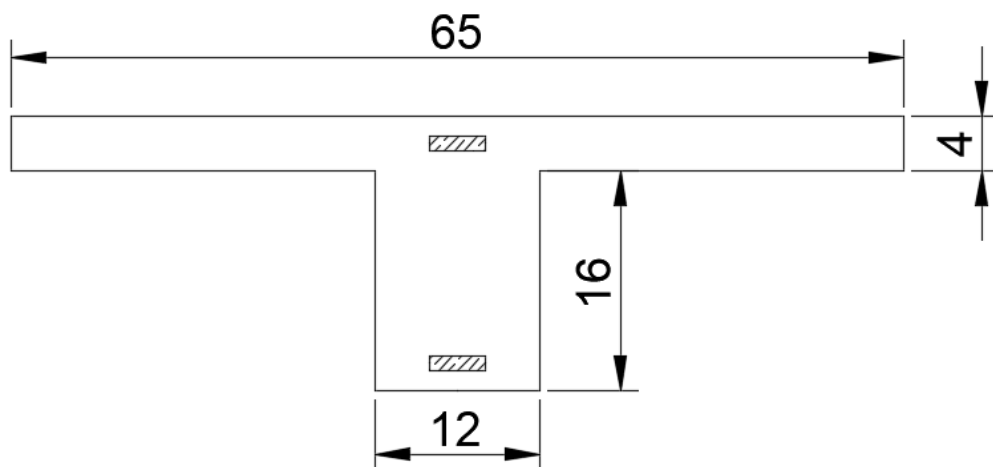
III -3Les planchers :

3-1- Les poutrelles :

Dans le domaine du bâtiment et de la construction une poutrelle désigne un élément porteur d'un plancher béton. Elle est constituée de béton enrobant une ou plusieurs armatures : torons pour les poutrelles précontraintes ou aciers passifs (HA) pour les autres poutrelles.

En a trois types des files des poutrelles :

Tableau III. 16: section en T de la poutrelle



3-1-1Méthode de calcul

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot

Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est impossible d'utiliser la méthode forfaitaire dans notre cas car une des quatre conditions n'est pas vérifiée :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$). **CV**
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$. **CNV**
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées. **CV**
- fissuration peu nuisible (F.P.N). **CV**

Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Application de la méthode :

Tableau III. 17: document de méthode Caquot

Les longueurs fictives L'	$L' = \begin{cases} \text{Travée de rive } L' = L \\ \text{Travée intermédiaire } L' = 0.8L \end{cases}$
Moment isostatique	$M_0 = \frac{qL^2}{8}$
Moment en appuis	Appui de rive : $M_a = -0.15 M_0$ Appuis intermédiaires : $M_a = \frac{qw \times L'w^3 + qe \times L'e^3}{8.5 \times (L'w + L'e)}$
L'effort tranchant	$T_w = \frac{q \times L}{2} + \frac{Me + Mw}{L}$ $T_e = -\frac{q \times L}{2} + \frac{Me + Mw}{L}$
X	$X = \frac{T_w \times L}{ T_e \times T_w }$
Moment en travée	$M_t = -\frac{q \times x^2}{2} + \left(\frac{qL}{2} + \frac{Me - Mw}{L} \right) \times x + M_0$

Remarque : La méthode utilisée dans ce cas est la méthode de modélisation des éléments en béton armé sur ROBOT avec le règlement BAEL 91 R 99.

3-1-2 La combinaison des charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

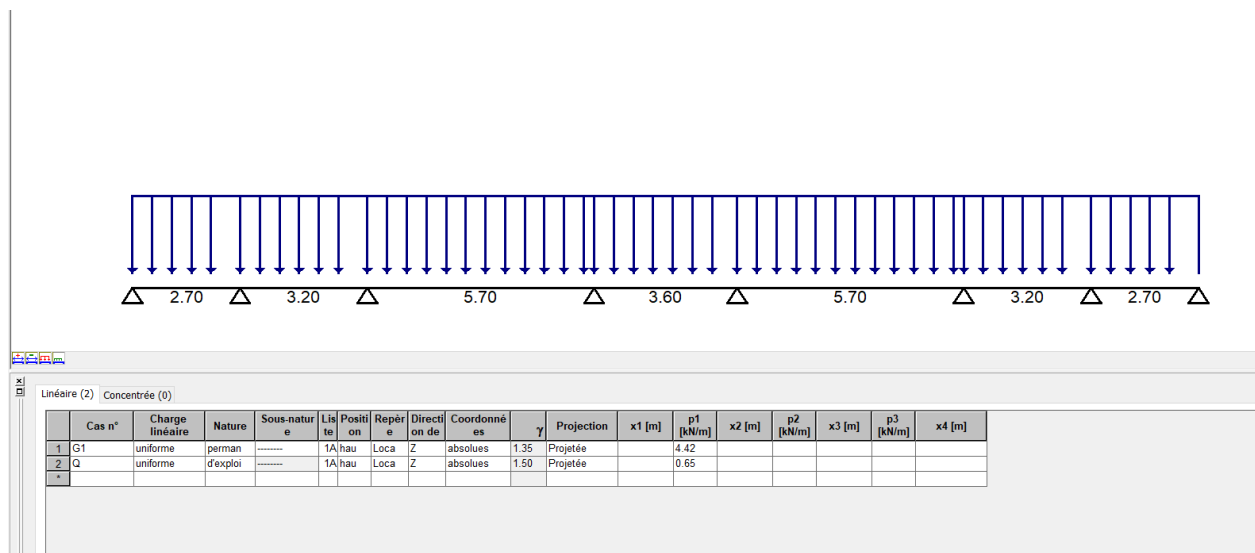
$$q_{ser} = G + Q$$

avec ; $G = 6.80 \text{ KN/m}^2$

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

$$\text{Alors : } q_u = (1.35 \times 6.80 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.94 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = (6.80 + 1) \times 0.65 = 5.07 \text{ KN/m}$$



Sollicitation a l'état limite ultime

Tableau III.18: des moment et l'effort tranchant (ELU)T1

Désignation	M _t max (KN.m)	M _{ag} (KN.m)	M _{ad} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
T1	4.99	1.19	-3.92	8.37	-10.82
T2	7.02	-3.92	-16.46	7.95	-15.36
T3	13.44	-16.46	-14.51	20.33	-19.58
T4	6.25	-14.51	-14.51	13.18	-13.18
T5	13.44	-14.51	-16.46	19.58	-20.33
T6	7.02	-16.46	-3.92	15.36	-7.95
T7	4.99	-3.92	1.19	10.82	-8.37

Sollicitation a l'état limite service

Tableau III. 19:des moment et l'effort tranchant (ELS)T1

Désignation	M _t max (KN.m)	M _{ag} (KN.m)	M _{ad} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
T1	3.63	0	-2.82	6.1	-7.89
T2	4.04	-2.82	-12.01	5.75	-11.21
T3	9.8	-12.01	-10.56	14.84	-14.29
T4	3.88	-10.56	-10.56	9.58	-9.58
T5	9.8	-10.56	-12.01	14.29	-14.84
T6	4.04	-12.01	-2.82	11.21	-5.75
T7	3.63	-2.82	0	7.89	-6.1

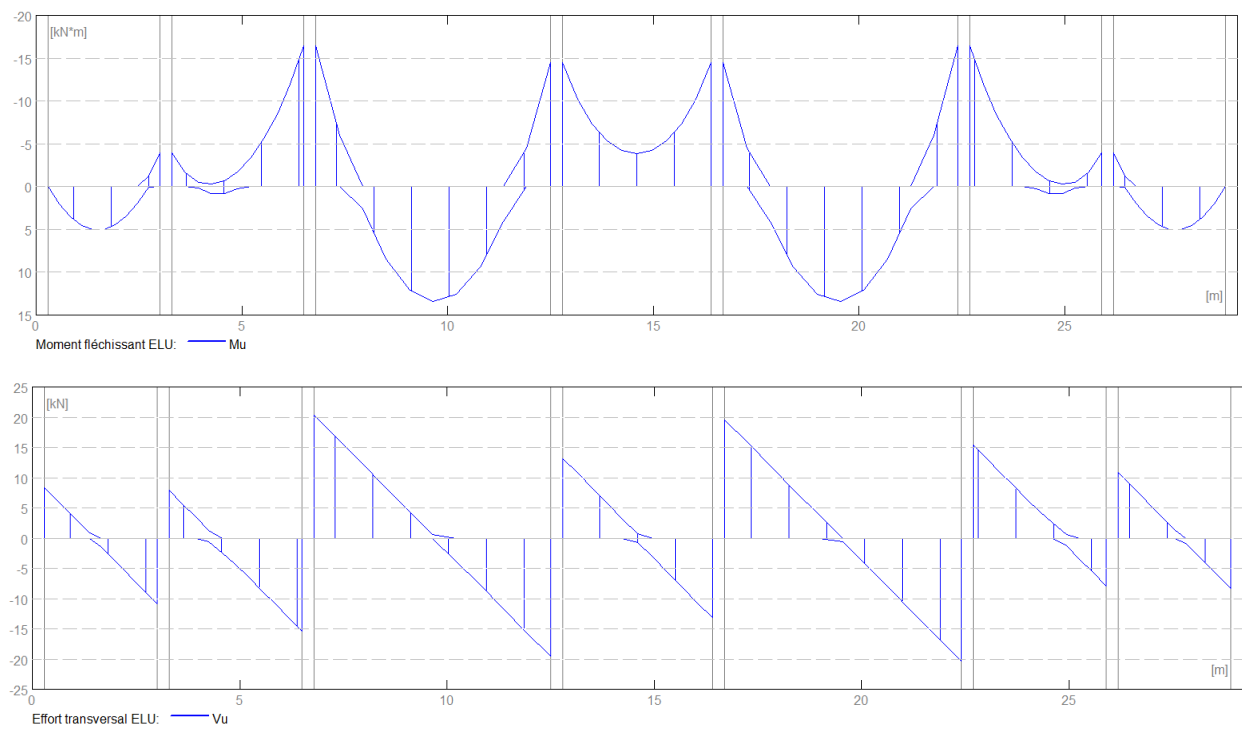


Figure III. 13: diagramme des moments et des efforts tranchant

Les moments max dans la travée et l'appui

$$\begin{aligned} \text{ELU} & \begin{cases} Ma_{\max} = -16.46 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ Mt_{\max} = 13.44 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases} \\ \text{ELS} & \begin{cases} Ma_{\max} = -12.01 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ Mt_{\max} = 9.8 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases} \end{aligned}$$

3-1-3 Calcul de ferrailage

Tableau III. 20: de ferrailage

	Travées	Appuis
M (KN. m)	13.44	-16.46
Mt (KN.m)	$M_t' > M_t$ L'axe neutre passe par la table de Compression. Donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h) = (65×20) cm ² en flexion simple.	Le calcul se fait pour une section rectangulaire (b ₀ ×h) = (12× 20) cm ² En flexion simple.
A _{SOCOTEC} (cm ²)	As=3,30cm ²	As=5,80cm ²
A _{adopté} (cm ²)	4T12=4.52cm ²	1HA14+4HA12 =6.06cm ²

4Vérification a l ELS :

Tableau III. 21: Vérification a l ELS

	Mser (KN.m)	A (Cm ²)	Y0 (cm)	σ_b (MPA)	σ_s (MPA)	
Appuis	-12.01	6.06	10.17	$14,5 < \bar{\sigma}_b = 15$	$145,6 < \bar{\sigma}_s = 201.63$	Cv
Travée	9.8	4.52	5.01	$3,93 < \bar{\sigma}_b = 15$	$141,4 < \bar{\sigma}_s = 201.63$	Cv

3-1-5 L'espacement

$$s_t \leq \min (0.9d=16.20 ; 40\text{cm})$$

On prend $s_t = 15\text{cm}$

3-1-6 Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} \leq \phi_t \leq \frac{b_0}{10} \right) = \min (5.71 \leq \phi_t \leq 12)$$

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

$$A_t = 2HA6 = a_t \times n_t = 0.28 \times 2 = 0.57 \text{ cm}^2$$

3-1-7 Vérification de la Section d'armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq 0.4 \text{ MPA} \quad 1.58 \text{ MPA} \geq 0.4 \text{ MPA} \text{ Conditions est vérifier}$$

3-1-7 Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{Tu}{b_0 \times d} = \frac{20.33}{0.12 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} \equiv \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = (3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \text{ condition est vérifiée}$$

3-1-8 Vérification de la flèche

Selon l'article B.6.8.4.2.4 du CBA :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{570} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.035 < 0.063 \text{ CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \rightarrow \frac{20}{450} \geq \frac{9.80}{10 \times 11.91} \rightarrow 0.082 \geq 0.060 \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{120 \times 180} \geq \frac{3.6}{500} \rightarrow 0.021 \geq 0.0072 \text{ CV}$$

3-1-9 Calcul de la flèche

Mser=9.80 KN.m

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta A_d} \quad f = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 E v \times I \times f_v} - \frac{M_{ser} \times l^2}{10 E i \times I \times f_i} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\lambda = \frac{0.05 \times f_{t28}}{2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \rho} \quad \rho = \frac{A}{b_0 d} \quad u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho}, \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$I_o = \frac{b}{3} (y^3 + (h - y)^3) + 15 A (y - d)^2, \quad y = \frac{\frac{b h^2}{2} + 15 A d}{b h + 15 A}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E i \times I f_i}, \quad I_{fi} = 1, 1 \frac{I_o}{1 + (\lambda_i \times \mu)}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E v \times I f_v}, \quad I_{fv} = 1, 1 \frac{I_o}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$$

Ev=32164.2MPa ; Ei=10818.87MPa

	$I_o \text{ (cm}^4\text{)}$	ρ	λ	μ	β	E (MPa)	y (cm)	$I_f \text{ (cm}^4\text{)}$	f(mm)
Δf	19714.28	0.011	0.046	0.364	0.761	32164,2	3.80	21544.55	$f_i=1.81$
			0.018			10818.87		21328.58	$f_v=5.44$
$\Delta f < \bar{f}$	$\Delta f = f_v - f = 3.63 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8.4 \text{ mm} \text{ C.V}$								

Tableau III. 22: Vérification de la flèche

3-1-10 Schéma de ferrailage

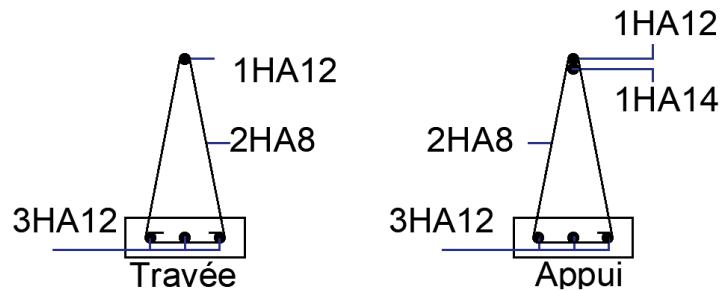


Figure III. 14: Schéma de ferrailage des poutrelles

- Étude de la table de compression

La table de compression représente la partie supérieure comprimée d'un plancher en béton armé constituant une dalle de compression à laquelle les poutrelles sont associées.

Ces dimensions sont faibles par rapport aux autres éléments ($e = 4 \text{ cm}$).

D'après [2], le ferrailage de la dalle de compression se fait avec un treillis soudés (quadrillage), dont lequel les dimensions des mails ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux nervures.
- 33 cm : dans le sens perpendiculaire aux nervures.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4.L}{fe} \\ L1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{fe} \end{cases}$$

Avec :

$L1$: Distance entre axes des poutrelles.

$A1$: Armatures perpendiculaire aux poutrelles.

$A2$: Armatures parallèle aux poutrelles.

Nous avons :

$$L1 = 65 \text{ cm.}$$

$$fe = 520 \text{ MPa.}$$

Ce qui nous donne :

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous choisissons $A1 = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

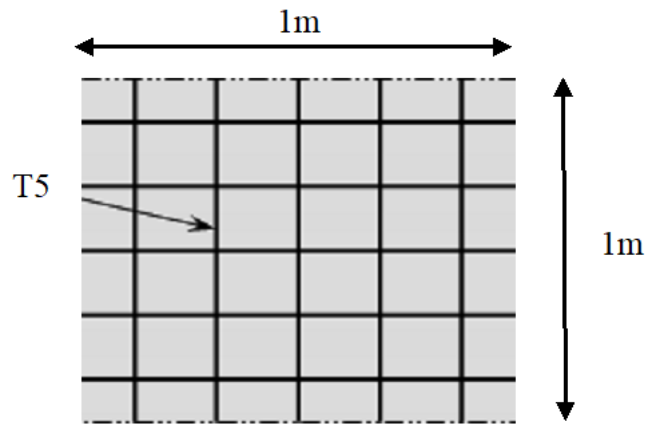
$$\text{Avec un espacement } St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{A1}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

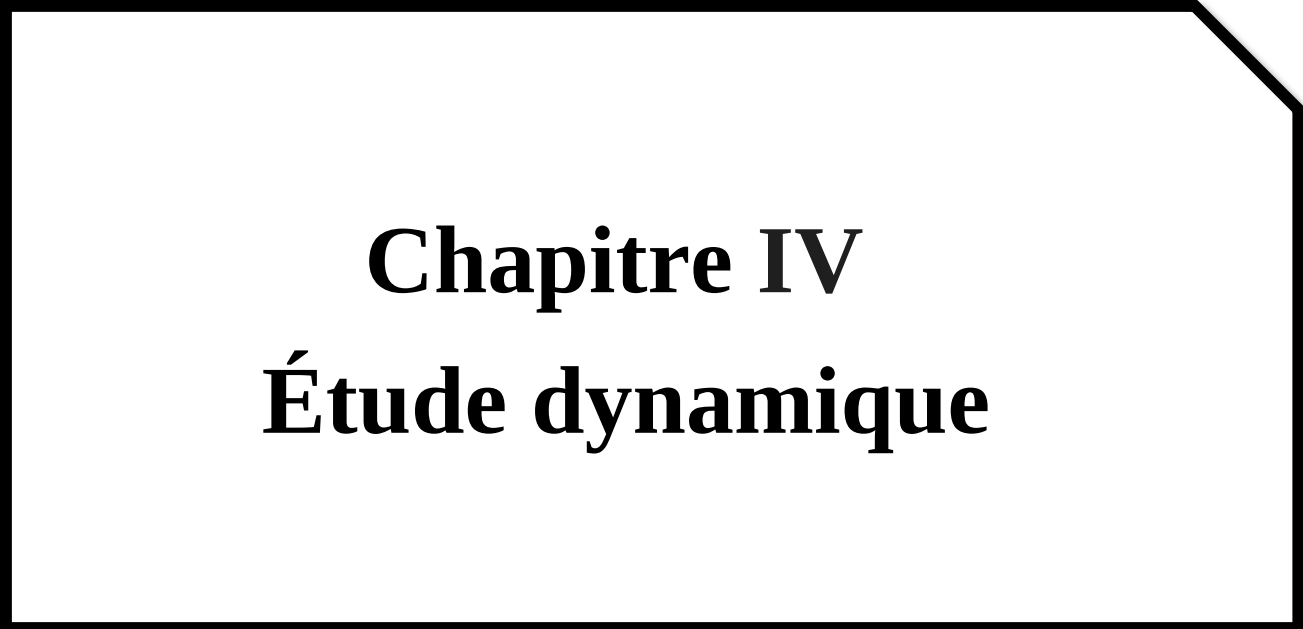
Nous choisissons $A2 = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec un espacement $St = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

Donc pour le ferrailage de la dalle de compression nous adoptons un treillis soudé dont les dimensions des mailles sont de 20 cm dans les deux directions.



Disposition constructive des armatures de la dalle de compression



Chapitre IV

Étude dynamique

Chapitre IV : Étude dynamique

Le séisme constitue un risque naturel majeur potentiellement pouvant causer des dégâts importants sur les bâtiments et les équipements. Dans le domaine du bâtiment, l'objectif principal de l'étude sismique est la sauvegarde maximale de vies humaines pour une secousse dont le niveau d'agression est fixé pour chaque zone de sismicité. La construction peut alors subir des dommages, mais elle ne peut pas s'effondrer sur les occupants.

De ce fait l'application des dispositions définies dans le règlement parasismique Permet de limiter les destructions ainsi que les pertes économiques.

Les méthodes de calcul :

Avec RPA 2024 édition janvier 2025 (DTR B.C 2.48)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- par la méthode statique équivalente (méthode dynamique) ;
- par la méthode d'analyse modale spectrale (méthode dynamique) ;
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable pour notre cas car la forme de notre structure est irrégulière ; alors en utilisant la méthode d'analyse modale spectrale.

1- La méthode d'analyse modale spectrale (A4.1.3./RPA2024)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- Principe de Modélisation :

Pour les structures irrégulières et comportant des planchers rigides (notre structure est classée irrégulière), elles sont représentées par :

- Un modèle tridimensionnel (Analyse 3D) ;
- Un modèle encastré à la base ;
- Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers (Diaphragme rigide) avec trois DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses.

IV .1Généralité sur le robot

ROBOT est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...).

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique.

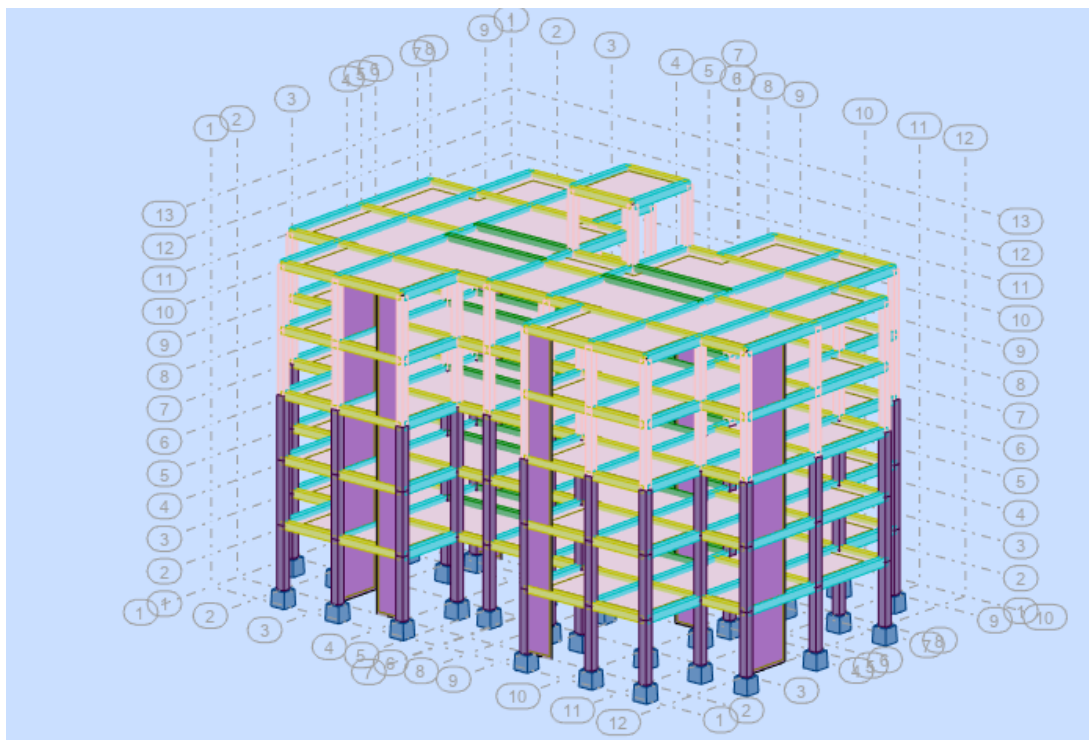


Figure IV.5 : La vue de la structure en 3D

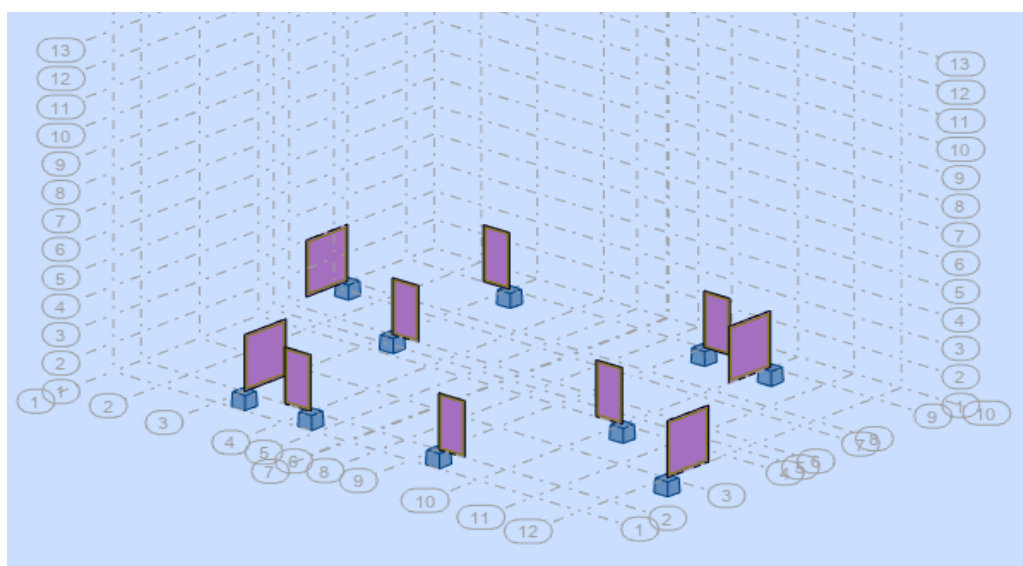


Figure IV.6 : Distribution des voiles.

IV.3 Résultat de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), RPA 2024 exige les vérifications suivantes :

- 1) Vérification de comportement modale
- 2) L'effort tranchant a la base
- 3) Vérification de la stabilité au renversement
- 4) Vérification de déplacement inter étage

- 5) Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- 6) Effort normal réduit à la base

1) Vérification de comportement pour les trois modes

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA24 version 2025, Art 4.3.4.a.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

Tableau IV.1: Coefficient de participation massique 2024

	Période (Sec)	Masse cumulées ux (%)	Masse cumulées uy (%)	Masse modale ux (%)	Masse modale uy (%)
Mode 01	0,37	78,02	0,17	78,02	0,17
Mode 02	0,31	78,17	72,77	0,16	72,61
Mode 03	0,30	78,45	74,07	0,27	1,30
Mode 04	0,25	78,51	77,21	0,07	3,14
Mode 05	0,23	78,51	77,22	0,00	0,00
Mode 06	0,18	78,55	77,22	0,04	0,01
Mode 07	0,17	78,57	77,23	0,02	0,00
Mode 08	0,16	78,68	77,26	0,11	0,03
Mode 09	0,15	78,68	77,31	0,00	0,05
Mode 10	0,13	78,69	77,39	0,00	0,09
Mode 11	0,13	78,74	77,40	0,05	0,00
Mode 12	0,12	85,86	77,51	7,12	0,11
Mode 13	0,11	85,89	78,39	0,04	0,88
Mode 14	0,11	86,79	81,03	0,89	2,64
Mode 15	0,11	88,17	81,22	1,38	0,20

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

$$k \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20$$

$$15 \geq 3\sqrt{5} \Rightarrow T_7 = 0,17s \leq 0.20s \text{ condition est vérifié}$$

- Une période fondamentale $T = 0.59s$.
- Le premier mode est un mode de translation parallèle à x-x
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à y-y
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de z-z

Selon RPA 2024

2) Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

W : poids total de la structure

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0

ZONE	IV	
SITE	S3	
TYPE SPECTRE	Type I	
GROUPE	2	
Coefficient C_t	0,075	
Coefficient λ	0,85	
Hauteur h_N (m)	18,36	
Poids Tot W (kg)	8258,60	
Coefficient Q	$Q_x = 1.25$	$Q_y = 1.25$
Coefficient R	$R_x = 5.5$	$R_y = 5.5$
T_{cal} (Sec)	$T_x = 0.59$	$T_y = 0.59$
Temp (Sec)	0,0.6652	

Tableau IV.2: Ordonnée du spectre de calcul

A	I	S		
0,20	1,00	1,30		
T1	T2	T3	T0	Sad/g (T0)
0,15	0,60	2,00	0,590	0,148

1.1\ Calcul de l'effort sismique

D'après les résultats obtenir :

$$V_{stat} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

Tableau IV.3: Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 2024

	V dyn (kN)	V stat (kN)	0.8 V stat	Vdyn ≥ 0.8 V stat
X	1931,98	1037,017 kN	829.61	CV
Y	1940.89			CV

3) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{ox} = \sum h_i \times F_{ix}$ $M_{oy} = \sum h_i \times F_{iy}$
Avec :

- F_{ix}, F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
 - h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0
- Le moment de stabilité qui est égale a : $M_{tx} = X_G \cdot W_i$ $M_{ty} = Y_G \cdot W_i$
- X_G, Y_G : le coordonnées du centre géométrie de la structure
 - W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

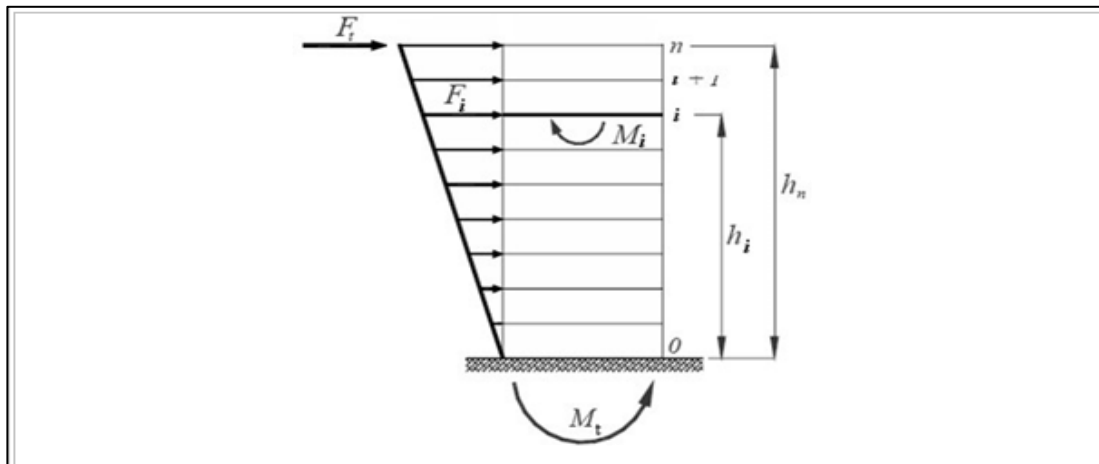


Figure IV.4 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

Selon RPA 2024

➤ Moment de renversement et stabilisant

Tableau IV.5 : Calcul du moment de renversement et stabilisant selon le sens x 2024

Etage	H (m)	Vx (kN)	Fx (kN)	W (kN)	Yg (m)	Mrx (kN,m)	Ms (kN,m)
1	3.06	1174.17	72,38	8258.60	10.54	221,4828	87045,65032
2	6.12	1101.79	171,29	8258.60	10.54	1048,2948	87045,65032
3	9,18	930.50	252,75	8258.60	10.54	2320,245	87045,65032
4	12,24	677.75	332,11	8258.60	10.54	4065,0264	87045,65032
5	15,30	354.64	345,64	8258.60	10.54	5288,292	87045,65032
Somme						12943,341	87045,65032

Tableau IV.6 : Calcul du moment de renversement et stabilisant selon le sens y 2024

Étage	H (m)	Vy(kN)	Fy (kN)	W (kN)	Xg(m)	Mry(kN,m)	Msy(kN,m)
1	3.06	1115.37	63,32	825860,06	13.27	193,7592	109591,63
2	6.12	1052.05	157,47	825860,06	13.27	963,7164	109591,63
3	9,18	894.58	240,29	825860,06	13.27	2205,8622	109591,63
4	12,24	654.29	310,95	825860,06	13.27	3806,028	109591,63
5	15,30	343.34	345,64	825860,06	13.27	5288,292	109591,63
Somme						12457,6578	109591,63

Donc il faut vérifier que $\frac{M_s}{1.3 \times M_r} \geq 1$

Tableau IV.7: Vérification de stabilisation 2024

	M s (KN.m)	M r (KN.m)	$\frac{M s}{1.3 \times M r}$	>1
X	87045,65032	12943,341	5,17	CV
Y	109591,63	12457,6578	6,77	CV

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

4) Vérification des déplacements inter étages

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé

$$\delta_K = \frac{R}{Q} \delta_{ek} \text{ [RPA 2024]}$$

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .
- R: coefficient de comportement.
- Q: coefficient de qualité

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :

$$k_{\text{limite}} = 0.015 h_e \text{ (RPA 2024)}$$

- h_e : la hauteur de l'étage k
- Δ_k : déplacement d'étage
- Δ_{kr} : déplacement inter-étage

Tableau IV.4: Vérification des déplacements inter-étage sens Y ; X 2024

NIVEAU	Z (cm)	UX (cm)	UY (cm)	dr UX (cm)	dr UY (cm)	δ_{krx} (cm)	δ_{kry} (cm)	$\Delta_{k\text{limite}}$ (cm)	Observation
RDC	306	0,1658	0,0103	0,1658	0,2497	0,7295	1,09868	4.59	C.V
1	306	0,3718	0,0223	0,2060	0,2540	0,9064	1,1176	4.59	C.V
2	306	0,5631	0,0347	0,1913	0,2724	0,8417	1,19856	4.59	C.V
3	306	0,7350	0,0475	0,1719	0,2762	0,7563	1,21528	4.59	C.V
4	306	0,8631	0,0573	0,1281	0,2631	0,5636	1,15764	4.59	C.V

5) Vérification vis-à-vis l'effet P-Δ

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1 - \theta k)}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Selon RPA2024V25

Tableau IV.9: Vérification l'effet P- Δ sens X ; Y

Niv	Hk (m)	Pk(x ;y) (KN)	VX (KN)	VY (KN)	$\Delta k_r x$ (m)	$\Delta k_r y$ (m)	θx	θy	$\theta \leq 0,10$
RDC	3,06	6803,576	1174,17	1115,37	0,1658	0,1044	0,003139564	0,003305075	Oui
1	3,06	5072,296	1101,79	1052,05	0,206	0,1349	0,003099214	0,003245742	Oui
2	3,06	3341,015	930,5	894,58	0,1913	0,1288	0,002244686	0,002334817	Oui
3	3,06	1609,735	677,75	654,29	0,1719	0,1215	0,001334257	0,001382097	Oui
4	3,06	0	354,64	343,34	0,1281	0,0912	0	0	Oui

6) Effort normal réduit à la base

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$V = \frac{N_{acc}}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,35 \text{ selon RPA 2024}$$

N_{acc} : désigne l'effort normal

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

Tableau V.10: Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux 2024

Section	Nu (N)	B (mm ²)	V	<0.35
35*35	374190	122500	0,12218449	CV
40*40	984190	160000	0,2460475	CV

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et RPA 2024.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir les poteaux, les poutres et les voiles.

V.1 Ferrailage des poutres

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003 et RPA2024-BC 2.48

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir les poteaux, les poutres et les voiles.

Tableau V.1:Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle RPA24	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b=1.5$	$\gamma_s=1.15$	$\gamma_b=1.20$	$\gamma_s=1$
$F_{c28}=25 \text{ MPa}$	$F_e= 500$	$F_{c28}=25 \text{ MPa}$	$F_e=500$
$\overline{\sigma}_b =14.2 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_s=434.78 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_b =17.71 \text{ MPa}$	$\overline{\sigma}_s=500 \text{ MPa}$

. Recommandation règlementaire

-Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone nodale.
- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, a haute adhérence de diamètre 12mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;
 - Un quart de la section maximal e d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.
- Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimal e de recouvrement des barres longitudinales, de diamètre $\emptyset$, est de :
- $(60\emptyset l)$ en zones IV, Vet VI
- L'ancrage des armatures longitudinal es, supérieures et inferieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectue conformément à la Figure (7.5) avec des crochets à 90°. Cette même figure illustre les autres disposition s constructives et quantiles minimal es d'armatures.
- Recommandation du CBA : $A_{min} = 0.1\% \times B$
- Recommandation de RPA2024[Art7.5.2] :

- ⇒ $A_{min} = 0.5\% \times B$
- ⇒ $A_{max} = 4\% \times B$ (Zone courante)
- ⇒ $A_{max} = 6\% \times B$ (Zone nodale)

-Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$
 b : largeur de la poutre.
 S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
 - $S_t \leq h/2$ en Zone courante.
 - $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

2. Méthode de calcul

Les résultats des moments fléchissant ainsi que les sections d'acier calculé par la flexion simple (une bonde de 1 ml)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot d^2 \cdot b} \quad \beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} \quad d = (h-c) \quad A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} \quad \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Les résultats des moments fléchissant ainsi que les sections d'acier calculer par la flexion simple avec logiciel SOCOTEC BaelR sont affichés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 1 : Calcul des armatures longitudinales des poutres

Type de poutre	b x h (cm ²)	Position	Mmax (kN.m)	Mser (kN.m)	Combinaison	A Calculé (cm ²)	Amin RPA24 (cm ²)
Poutre principale	(30X40)	Travée	115.81	32.79	G+psiQ-0.3Ex-Ey	6,88	6.00
		Appui	-112.62	-56.44	G+psiQ+0.3Ex+Ey	8,72	6.00
Poutre secondaire	(30X35)	Appui	-62.08	-21.75	G+psiQ+Ex+0.3Ey	4,14	5.25
	(30X50)	Appui	-81.98	-24.80	G+psiQ+Ex-0.3Ey	5,6	7.25

D'après les résultats obtenus on choisit les armatures suivantes :

Tableau IV.2 : Choix des armatures selon RPA 2024

Type de poutre	b x h (cm ²)	Position	Asc (cm ²)	As choisie (cm ²)	Fissuration
Poutre principale	(30X40)	Travée	6,88	6HA14 =9.23	Préjudiciable
		Appui	8,72	6HA14 =9.23	Préjudiciable
Poutre secondaire	(30x35)	Appui	4,14	3HA14+3HA12=6.88	Préjudiciable
	(30x50)	Appui	5,6	6HA14 =9.23	Préjudiciable

Après le choix des armatures longitudinales ; une vérification à l'ELS est nécessaire les contraintes sont calculées à l'ELS sous Mser

- Béton : on doit vérifier que $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$
 - $\overline{\sigma_b} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable pour les poutres de rive et terrasse. Peu nuisible pour la poutre intermédiaire on doit vérifier que $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
 - $\overline{\sigma_s} = \min(\frac{2}{3} f_{e}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa}$

Tableau V.4 Vérification des contraintes à l'ELS des poutres selon RPA2024

Type de poutre	Position	Position	As (cm ²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ (MPa)
Poutre principale	(30X40)	Travée	6,88	5,19	145,7	CV	CV
		Appui	8,72	8,25	200,4	CV	CV
Poutre secondaire	(30x35)	Appui	4,14	4,38	112,6	CV	CV
	(30x50)	Appui	5,6	5	128,4	CV	CV

3. Vérification de la flèche

D'après le CBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \quad ; \quad \frac{A}{b.o.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau V.5: Vérification de la flèche selon RPA2024

	1 ^{er} condition			2 ^{ème} condition			3 ^{ème} condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o}$	$\frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre principale	0.09	0.062	CV	0.09	0.211	CNV	0.006	0.008	CV
Poutre secondaire	128,4	0.062	CV	0.083	0.39	CNV	0.011	0.008	CNV

- La 2^{ème} condition ne vérifie pas, alors on doit calculer la flèche de la poutre principale.
- La 2^{ème} et la 3^{ème} condition ne vérifie pas, alors on doit calculer la flèche de la poutre secondaire.

4. Calcul de la flèche

La flèche admissible est donnée par les expressions suivantes :

$$f = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 E_v \times I \times f_v} - \frac{M_{ser} \times l^2}{10 E_i \times I \times f_i} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot A \cdot d} \quad \lambda = \frac{0.05 \times f_{t28}}{2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \rho} \quad \rho = \frac{A}{b \cdot d} \quad u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b}{b_0}\right) \times \rho}, \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$I_o = \frac{b}{3} (y + (h - y))^3 + 15 A (y - d)^2, \quad y = \frac{\frac{b h^2}{2} + 15 A \cdot d}{b \cdot h + 15 A}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}}, \quad I_{fi} = 1,1 \frac{I_o}{1 + (\lambda_i \times \mu)} \quad f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}}, \quad I_{fv} = 1,1 \frac{I_o}{1 + (\lambda_v \times \mu)}$$

$$\beta_{pp} = 0.956; \beta_{ps} = 0.851$$

$$\Delta f = f_v - f_i$$

Tableau V.6 : Calcul de la flèche selon RPA2024

	σ_s (MPa)	ρ	λ	μ	I_o (cm ⁴)	E (MPa)	y (cm)	I_f (cm ⁴)	f (mm)
Poutre principale	145,7	6.11×10^{-3}	3.93	0.294	1004801.7	32164,2	14.54	512791.9	0.679
			1.57			10818.8		755919.9	1.370
Poutre secondaire	180.44	11×10^{-3}	2.18	0.384	481143.54	32164,2	13.89	452617.08	0.634
			0.87			10818.8		622926.27	1.369

-La flèche de la poutre principale

$$\Delta f = f_v - f_i = 1.370 - 0.679 = 0.691 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 10 \text{ mm} \text{ condition est vérifiée}$$

-La flèche de la poutre secondaire

$$\Delta f = f_v - f_i = 1.369 - 0.634 = 0.735 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 8.6 \text{ mm} \text{ condition est vérifiée}$$

5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_o.d} \leq \bar{\tau}_u$

T_u : Effort tranchant

Tableau V.7 : Contrainte de cisaillement admissible (τ_u) selon RPA2024

Section	Poutre principale
Fissuration	Préjudiciable
$\bar{\tau}_u$	$\min \left[0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right]$
Situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$
Situation ACC	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$

Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres selon RPA 2024

Type de poutre	Section	Position	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Poutre principale	30X40	Appuis	222.60	2.01	3.26	CV
Poutre secondaire	30X35	Appuis	75.53	0.79	3.26	CV
	30X50	Appuis	82.67	0.59	3.26	CV

6. Calcul des armatures transversales

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{D'après CBA 93 : } \begin{cases} \frac{A_t}{b_o \cdot St} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u \cdot 0.3 \cdot f_{tj} \cdot K)}{0.9 f_{te} (\cos \alpha + \sin \alpha)} \\ St \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t \cdot f_{te}}{b \cdot st} \geq 0.4 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec : $K=1$, $\alpha=90^\circ$; (flexion simple)

$$\text{D'après RPA 2024 Art 7.5.2 : } \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 * b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} \text{ et } 24\phi_t \text{ ou } 17.5\text{cm ou } 6\phi_l \right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.9 : Les armatures transversales poutre principale selon RPA2024

Position	Section	τ_u (MPa)	A_t adopté (cm ²)	CBA 93		RPA 2024			St adopté	
				St (cm)	A_t (cm ²)	St (zn) (cm)	St (zc) (cm)	A_t (cm ²)	St(zn) (cm)	St(zc) (cm)
Poutre principale	(30x45)	2.01	4HA8 =2.01	37.8	1.35	11.25	22.5	2.03	11.25	22.5

Tableau V.10 : Les armatures transversales poutre secondaires selon RPA2024

Position	Section	τ_u (MPa)	A_t adopté (cm ²)	CBA 93		RPA 2024			St adopté	
				St (cm)	A_t (cm ²)	St(cm) (zn)	St(cm) (zc)	A_t (cm ²)	St(cm) (zn)	St(cm) (zc)
Poutre secondaire	(30x35)	0.79	4HA8=2.01	28.8	0.91	8.75	17.5	2.03	8.75	17.5
	(30x50)	0.59	4HA8=2.01	28.8	1.31	8.75	17.5	2.03	8.75	17.5

- **Pour les poutres principales (30x45) :**
 - ✓ Les armatures transversales : $A_t = 4HA8$
 - ✓ L'espacement pour la zone nodale : $S_t = 10$ cm
 - ✓ L'espacement pour la zone courante : $S_t = 15$ cm
- **Pour les poutres secondaires (30x35)et(30x50) :**
 - ✓ Les armatures transversales : $A_t = 4HA8$
 - ✓ L'espacement pour la zone nodale : $S_t = 8$ cm
 - ✓ L'espacement pour la zone courante : $S_t = 15$ cm

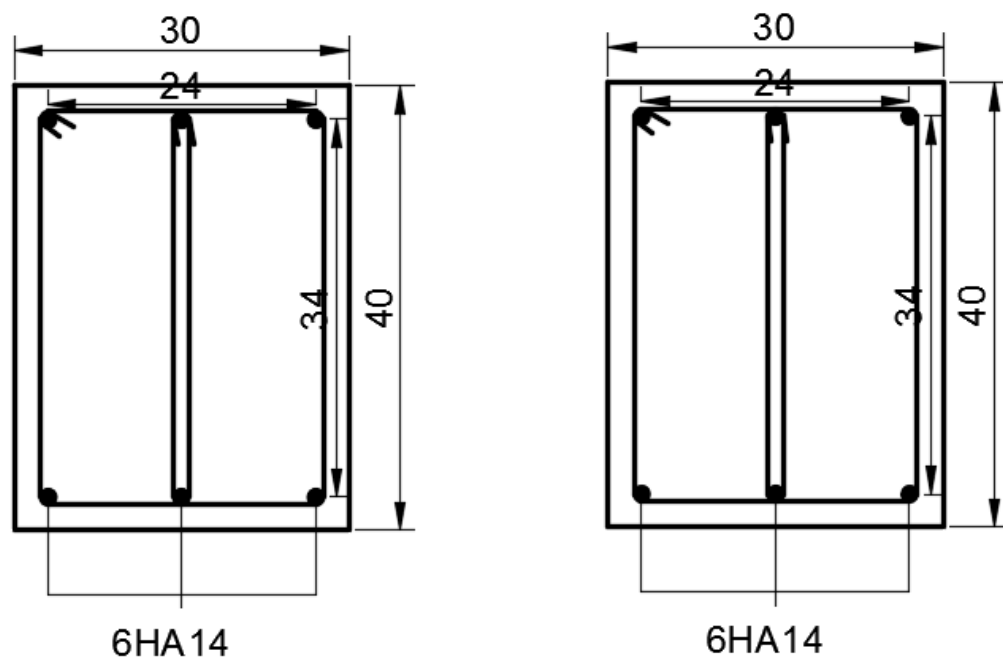


Figure V. 1 : Ferrailage de la poutre principal

V.2 Ferrailages des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

. Selon RPA version 2024 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage **minimal** sera de : 1% en zone IV
- Leur pourcentage **maximal** sera de 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 60ϕ en zone IV
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 15 cm en zone IV.

1. Les sollicitations dans les poteaux

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ 1^{er} cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit $G + \psi Q \pm 0.3E_x \pm E_y$ soit $G + \psi Q \pm E_x \pm 0.3E_y$, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé se fera avec M_{max} et son N_{corres} .

❖ 2^{ème} cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max} , le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison $1.35G + 1.5Q$, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé se fera avec N_{max} et son M_{corres} .

❖ 3^{eme} cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison $G+\psi Q-0.3E_x-E_y$. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres} .

2. État limite de stabilité de forme

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour $c=el_a$ on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau V. 11 : corrections des moments dans les poteaux à l'ELU selon RPA2024

	Éléments	N (kN)	Mmax (kN.m)	Combinaison	A m (cm ²)	As (cm ²)	A choisi (cm ²)
40X4	36	984,1	14,20	ELU	16,0	0	8HA16 =16.08
	29	237,5	122,41	G+psiQ-Ex-0.3Ey	16,0	4,98	
	12	-56,14	107,87	G+psiQ-Ex-0.3Ey	16,0	6,75	
35X3	239	374,1	10,68	ELU	12,2	0	8HA14 =12.31
	348	102,3	45,84	G+psiQ+0.3Ex+Ey	12,2	1,95	
	246	-21,2	3,02	G+psiQ-Ex-0.3Ey	12,2	0,42	

SEC : section entièrement comprimée

SET : section entièrement tendue

3. Vérification des contraintes à l'ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations M_{ser} , N_{ser} selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles :

$$❖ \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$❖ \sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

Tableau V. 12 : Vérification des armatures à ELS des poteaux selon RPA2024

	Élément	Nser (kN)	M ser (KN.m)	A (cm ²)	Fissu	σb (MPa)	σs (MPa)	σb < σ _b	σs < σ _s
40X40	36	716,83	10,26	22,24	Prej	6,15	33,1	CV	CV
	29	447,13	35,08	22,24	Prej	1,11	6,12	CV	CV
	12	198,51	21,18	22,24	Prej	1,29	20	CV	CV
35X35	239	273,31	7,74	16,84	Prej	2,61	10,9	CV	CV
	348	87,50	26,88	16,84	Prej	4,48	40,7	CV	CV
	246	35,21	5,38	16,84	Prej	1,04	5,08	CV	CV

4. Détermination des armatures transversale

-contrainte de cisaillement

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b₀ : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

-Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau}_u$

➤ Selon CBA 93 :

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4.32 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ Selon RPA 2024 :

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ Selon RPA 2024 article 7.4.3 :

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ : l'élancement d'un poteau égal à :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \Rightarrow \quad \lambda = \frac{l_f}{a} \sqrt{12} = 3.46 \frac{l_f}{a}$$

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant

Tableau V.13 : vérification des contraintes tangentielles selon 2024

Section	Élément	Combinaison	Vu (kN)	b0 (m)	τ_u (MPa)	λ	ρ	$[\tau_u]$ RPA	$[\tau_u]$ CBA	$\tau_u < [\tau_u]$
40x40	412	G+psiQ+0.3Ex+Ey	116,69	0.40	0.79	18.55	0.075	1.875	3.26	CV
35x35	572	G+psiQ+0.3Ex+Ey	28,26	0.35	0.252	21.20	0.075	1.875	3.26	CV

5) Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Équilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

B. Selon RPA 2024 :

D'après l'article 7.4.2.2 on a :

$$St = \frac{h \cdot f_e \cdot A_t}{\rho \cdot Vu}$$

Avec :

- $A_t = n_t \times A_t$
- ρ = Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau $\lambda g = l_f/a$:

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 3.75 & \text{dans les cas contraire} \end{cases}$$
- Le RPA 2024 fixe les espacements maximaux comme suit :
 - Dans la zone nodale : $St \leq \text{Min} (b_0/3, 10\text{cm}, 6\phi_l)$ en zones IV
 - Dans la zone courante : $St \leq \text{Min} (b_c/2; h_c/2; 10\phi_l)$ en zones IV
 ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(St \cdot b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3 \% & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8 \% & \text{si } \lambda g \leq 3 \end{cases}$$
 interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda g < 5$

- Les cadres et les étriers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $>12\text{cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute les hauteurs des poteaux.

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : $f_e = 500\text{MPa}$

Tableau V.14 : Armatures transversales et leurs espacements selon RPA2024

Section	V_u (kN)	λ_g	A_t (cm ²)	ρ	St(cm)	Zone	St final(cm)
40x40	116,69	5.36	2.01	2.50	20.4	Nodale	10
						Courante	15
35x35	28,26	6.12	2.01	2.50	23.90	Nodale	10
						Courante	15

6. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/St.b$) :

Tableau V.15 : Vérification de la quantité d'armatures transversale selon RPA2024

Poteau	La zone	$\frac{A_t}{St.b}$ (%)	$\frac{A_t}{St.b} \geq 0.3\%$
40x40	Nodale	0.503	CV
	Courante	0.335	CV
35x35	Nodale	0.574	CV
	Courante	0.574	CV

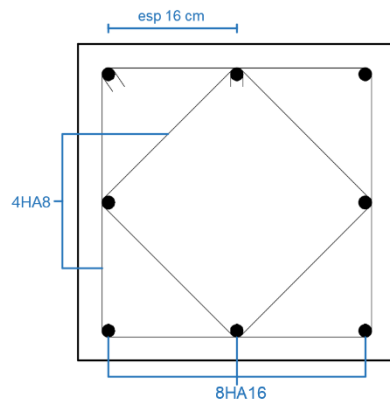


Figure V. 2: Ferrailage de poteau (40×40)

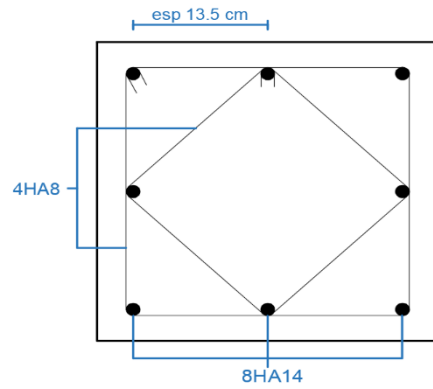


Figure V. 3: Ferrailage de poteau (35×35)

V.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé ayant pour rôle d'assurer le contreventement de la structure en présence des efforts horizontaux dus au séisme et au vent, de reprendre et transmettre une partie des charges verticales.

Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

Méthode de calcul

- On utilise la méthode de la contrainte pour les deux règlements **RPA 99(V2003)** et **RPA2024-BC2.48**
- **RPA 2024 n'a pas spécifié les valeurs de A_{min}** , donc à ce point nous allons utiliser les **A_{min} de RPA 2003**, comme indique suivant :
Selon le RPA 99(V2003)
 - $A_{ver}=0.2\%$ Bt Dans la section tendue du voile.
 - $A_{ver}=0.15\%$ B Dans la section globale du voile.
 - $A_{ver}=0.1\%$ B Dans la section courante.

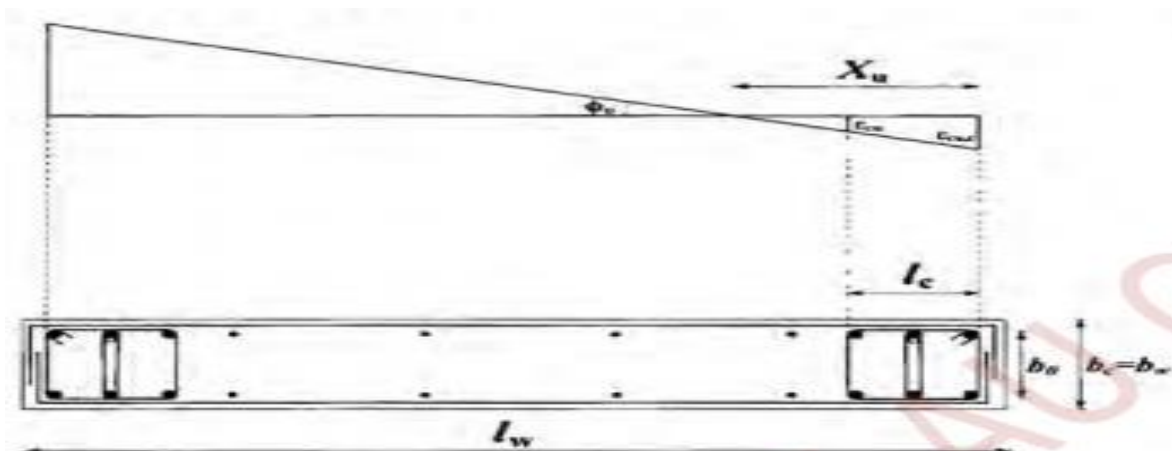


Figure V. 4: Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA 2024

1. Armatures verticales

Tableau V.16 : Ferrailage voile RPA2024

TYPE	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Lt (m)	SECTION	A cal (cm ²)	A choisie (cm ²)			Amin (cm ²)			Achoisie (cm ²)
						At Droite	At Gauche	A Courant	RPA (T)	RPA (G)	RPA (C)	Final
(0.20×2.70)	1,62	3,89	2,70	ET	29,75	17HA12= 19.22	17HA12= 19.22		10.80	8.10		38.43
(0.20×1.50)	1,62	1,76	1.50	ET	10,14	11HA12= 12.43	11HA12= 12.43		6	450		24.86

3. Armature horizontale

Diamètre minimal $\emptyset = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset v \right)$

Espacement des armatures horizontales : $Sh \leq \min (0.4d ; 40\text{cm})$

$$Sh \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times a}$$

$$Sh \leq \frac{0.9 \times At \times \frac{fe}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3f_{c28} \times k)}$$

$$k = 1 + \frac{3}{f_{c28}} \sigma_c \text{ (En flexion composée avec compression)}$$

$$k = 1 - \frac{10}{f_{c28}} \sigma_t \text{ (En flexion composée avec traction)}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \quad \text{Avec : } At = nt \times \emptyset t$$

nt = nombre de barre.

$$\tau_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] : \text{Fissuration préjudiciable}$$

τ_b : Contrainte de cisaillement

$\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.

At : Section d'armature transversale

Selon RPA2024

Contraintes limites de cisaillement dans les trumeaux

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \leq 0,2f_{c28}$$

V : effort tranchant due au séisme.

bw : épaisseur du linteau ou du voile

d=0,9h, avec : h est la hauteur totale de la section

$\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton.

$$St \leq \min \left(\frac{b_0}{3}; 12.5; 6\emptyset l \right)$$

Tableau V. 17 : Armature transversale

Niveau	1.5	2.70
$V_u(kN)$	80,57	413,50
$\bar{V}(kN)$	112.80	578.90
$b_w (cm)$	20	20
$d (cm)$	125	267.5
$\tau_b(MPa)$	0.417	0.766
$\bar{\tau}_b(MPa)$	5	5
$S_h(cm)$ CBA93	40	40
$S_h(cm)$ RPA24	12.5	12.5
$S_h(cm)$ Choisit	12.5	11.00
$A_v (cm^2)$	22.12	48.63
$A_h (cm^2)$ Calculer	14.75	32.42
$A_h (cm^2)$ Adopté	20HA10 =15.70	30HA12 =33.91
$A_t(cm^2)/m^2$ Adopté	4HA8=2.01	4HA8=2.01

4. Effort normal réduit

$$V = \frac{Nd}{B \times f_c \times 28} \leq 0.40$$

Tableau V. 18 : Effort normal réduit selon RPA 2024

a (mm)	b (mm)	Section (mm ²)	Nu (N)	B (mm ²)	$V = \frac{Nd}{B \times f_c \times 28}$		
200	1500	200*1500	199787,865	300000	0,026638	0,40	CV
200	2700	200*2700	677171,102	400000	0,067717	0,40	CV

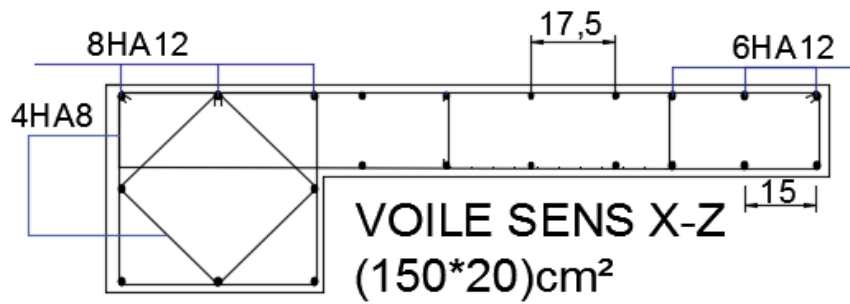
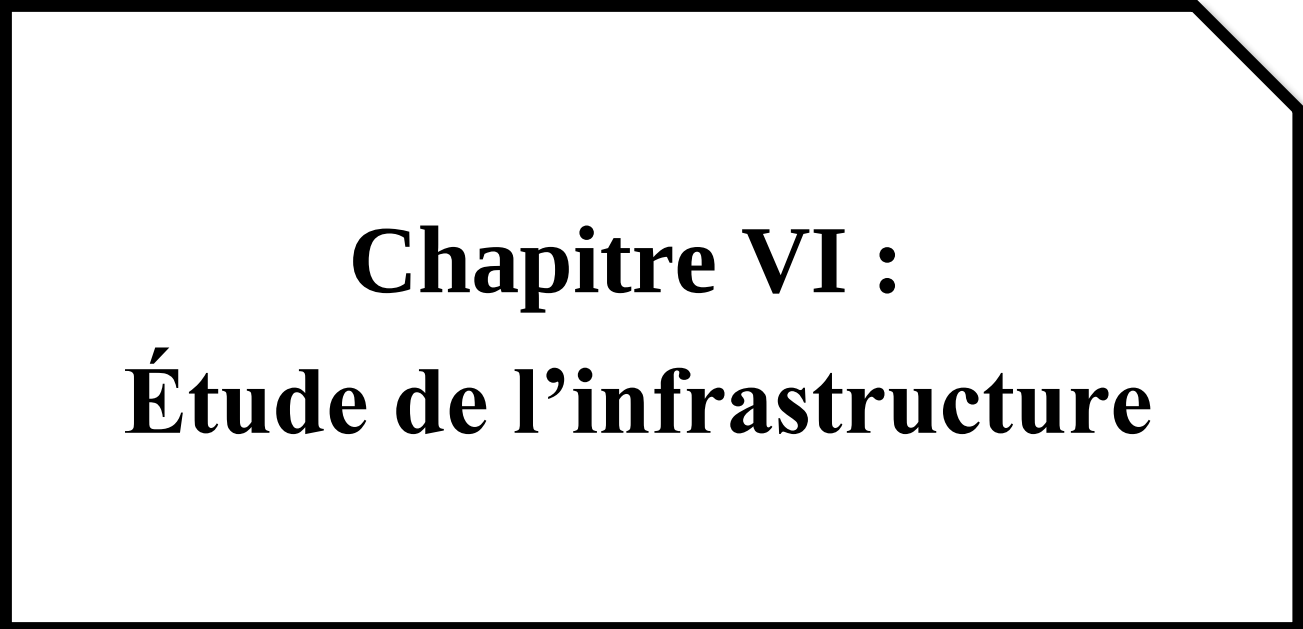


Figure V . 5: Ferrailage voile sens X (0.20×1.50) selon RPA2024



Chapitre VI :

Étude de l'infrastructure

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations :

➤ Fondation superficielle

- Semelle isolée
- Semelle filante
- Radier général

➤ Fondation profonde (semelle sous pieux)

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation.

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les Valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, Qui être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.2 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges, surcharges et la résistance du terrain.

À savoir :

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.3 Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2.5 bars)

VI.4 Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

4.1.1) Méthode de dimensionné la largeur B

D'après le rapport de sol en a :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_s} = 2.5 \text{ bar} = 250 \text{ KPa} \\ L'ancrage (H) = 2 \text{ m} \\ \gamma_s = 18 \text{ KN/m}^3 \end{cases}$$

1^{er} cas :

Si le moment est négligeable par rapport l'effort normal, le rapport M/N est négligeable

Donc :

$$\sigma = \frac{N}{S} < \sigma_s \quad \text{avec } S=B \times L$$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{N}{L \times \sigma_s}$$

Dans l'état limite ultime ou accidentelle : $\sigma_s = 1.5 \sigma_s$

Dans l'état limite de service : $\sigma_s = \sigma_s$

2^{eme} cas :

Si $M \neq 0$

Donc le rapport M/N est considérable

$$\frac{M_B}{N} = e_{0b} \leq \frac{B}{6}$$

$$\frac{M_L}{N} = e_{0L} \leq \frac{B}{6}$$

D'après les résultats de la RDM

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L \times B} \pm \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\text{Avec : } M = N \times e_{0b} ; v = \frac{B}{2} ; I = \frac{L \times B^3}{12}$$

A partir des résultats obtenus :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{L \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_{0b}}{B}\right) \\ \sigma_2 = \frac{N}{L \times B} \left(1 - \frac{e_{0b}}{B}\right) \end{cases} \quad \text{Donc : } \sigma_m = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4} = \frac{N}{L \times B} \left(1 - \frac{3 \times e_{0b}}{B}\right)$$

Pour trouver la largeur B il faut résoudre l'équation suivante :

$$\left[\left(\frac{a}{b}\right) \times \sigma_s\right] B^3 - N \times B - (3 \times e_{0b} \times N) = 0$$

Une fois l'inégalité résolue, on détermine B deux cas sont possibles :

- Moment nul : on adopte B calculées
- Moment de l'autre direction existe : il faut vérifier

$$\left[\left(\frac{a}{b}\right) \times \sigma_s\right] L^3 - N \times L - (3 \times e_{0L} \times L) = 0$$

— Dans notre cas les moments sont négligeables dans toutes les files

Dimensionnement

On a déterminé B par la méthode du premier cas

a) À l'État limite ultime au accidentelle

- Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol $\overline{\sigma_s}$ d'un coefficient de sécurité de 2.0.
- Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc...), la combinaison d'actions suivante est utilisée :

$$G + \psi \cdot Q \pm 1.4E1$$

$$G + \psi \cdot Q \pm 1.4E1$$

4.2.2 Dimensionnement

a) À l'État limite ultime à l'accidentelle

Tableau VI.1 : Prédimensionnement de la semelle filante à l'ELU selon RPA 2024

	File	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	B _{calc} (m)	B _{adp} (m)	
SENS X	2	2296,00	270,45	3.50	1,31	1.40	Sous poteau
	3	1460,52	65,58	3.50	0,83	1.00	Sous poteau
	4-5-6	1935,90	75,55	2.85	1,36	1.40	Sous voile
	8	1475,17	84,64	2.95	1,00	1.10	Sous poteau
	9	2336,01	75,96	3.50	1,33	1.40	Sous poteau
SENS Y	1	1475,17	84,64	2.40	1,23	1.30	Sous voile
	2	1225,62	54,77	4.80	0,51	1.00	Sous poteau
	3	2296,00	270,45	1.90	2,42	2.50	Sous voile
	4-5	1402,94	60,70	2.90	0,97	1.00	Sous poteau
	8-9	1622,51	72,80	2.90	1,12	1.20	Sous poteau
	10	2336,01	75,96	1.90	2,46	2.70	Sous voile
	11	1222,48	57,85	4.80	0,51	0.70	Sous poteau
	12	1456,39	256,97	2.4	1,21	1.30	Sous voile

b) À l'État limite de service

Tableau VI.2 : Pré-dimensionnement de la semelle filante a l'ELS selon RPA 2024

	Fille	N (KN)	M (KN.m)	L (m)	B _{calc} (m)	B _{adp} (m)	
SENS X	2	869,71	89,30	3.50	0,99	1.40	Sous poteau
	3	498,98	8,76	3.50	0,57	1.00	Sous poteau
	4-5-6	971,78	84,07	2.85	1,36	1.40	Sous voile
	8	629,41	76,35	2.95	0,85	1.10	Sous poteau
	9	881,26	87,12	3.50	1,01	1.40	Sous poteau
SENS Y	1	629,41	76,35	2.40	1,05	1.30	Sous voile
	2	652,41	0,92	4.80	0,54	1.00	Sous poteau
	3	869,71	89,30	1.90	1,83	2.50	Sous voile
	4-5	693,38	2,12	2.90	0,96	1.00	Sous poteau
	8-9	783,38	5,85	2.90	1,08	1.20	Sous poteau
	10	881,26	-87,12	1.90	1,86	2.70	Sous voile
	11	652,63	0,92	4.80	0,54	0.70	Sous poteau
	12	628,84	78,08	2.4	1,05	1.30	Sous voile

4.2.3 Vérification de la largeur B

Il faut déterminer l'effort normal total par la détermination des poids propre des éléments de l'infrastructure

D'après le calcul de l'effort normal total il faut vérifier si ce que la largeur B est acceptable pour la vérification avec la contrainte du sol :

$$\frac{N_{total}}{B \times L} < \sigma_s$$

Si la légalité n'est pas vérifiée on doit redimensionner la largeur B

$$B > \frac{N_{total}}{L \times \sigma_s}$$

Tableau VI.3 : Vérification de largeur de la semelle selon RPA 2024

	Fille	N (KN)	Hr (m)	Pp semelle (KN)	Pp poteau (KN)	Pp remblai (KN)	N _{tot} (KN)	N _{tot} /S (Kpa)	σ _{sol} (Kpa)	
SENS X	2	2296,00	0,43	6,30	164,15	63,22	2529,67	425,15	500	CV
	3	1460,52	0,43	6,30	164,15	63,22	1694,19	284,74	500	CV
	4-5-6	1935,90	0,43	33,08	173,68	51,48	2194,14	452,87	500	CV
	8	1475,17	0,43	11,81	178,88	53,28	1719,15	342,80	500	CV
	9	2336,01	0,43	19,69	212,46	63,22	2631,38	442,25	500	CV
SENS Y	1	1475,17	0,43	19,69	145,93	43,35	1684,14	412,78	500	CV
	2	1225,62	0,43	15,75	290,92	86,70	1618,99	198,41	500	CV
	3	2296,00	0,63	13,75	168,58	74,22	2552,55	537,38	500	CV
	4-5	1402,94	0,43	15,75	176,01	52,38	1647,09	334,09	500	CV
	8-9	1622,51	0,43	15,75	176,01	52,38	1866,66	378,63	500	CV
	10	2336,01	0,70	13,00	188,32	93,10	2630,43	494,44	500	CV
	11	1222,48	0,43	15,75	290,92	86,70	1615,85	198,02	500	CV
	12	1456,39	0,43	15,75	145,78	43,35	1661,27	407,17	500	CV

4.2.4 Vérification de chevauchement :

Le chevauchement est vérifié par l'équation suivant :

$$\frac{1.5(B1 + B2)}{2} < L$$

L : la longueur entre deux files

B1 : la largeur de la semelle d'une file n

B2 : la largeur de la semelle d'une file n+1

$$G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{\gamma_f} \cdot E1$$

Tableau VI.4 : Vérification de chevauchement RPA 2024

	L (m)	B1 (m)	B2 (m)	1,5(B1+B2)/2 (m)	L>1,5(B1+B2)/2
AXE1	3.50	1.40	1.00	1,80	CV
AXE2	3.50	1.00	1.40	1,80	CV
AXE3	2.85	1.40	1.10	1,88	CV
AXE4	2.95	1.10	1.40	1,88	CV
AXE5	3.50	1.40	1.30	2,03	CV
AXE6	2.40	1.30	1.00	1,73	CV
AXE7	4.80	1.00	2.50	2,63	CV
AXE8	2.90	2.50	1.00	2,63	CV
AXE9	2.90	1.00	1.20	1,65	CV
AXE10	2.90	1.20	2.70	2,86	CV
AXE11	2.90	2.70	0.70	2,63	CV
AXE12	4.80	0.70	1.30	1,50	CV
AXE13	2.4	1.30	1.40	2,03	CV

4.2.5 Ferrailage des semelles

Pour la détermination du ferrailage de la semelle la méthode des bielles ne peut être appliquée que si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{M_B}{N} = e_{0b} \leq \frac{B}{18}$$

Tableau VI.5 : Détermination de la méthode de calcul de ferrailage selon RPA 2024

	Fille	M (KN.m)	N (KN)	e0b (cm)	B (cm)	B/18 (cm)	e0b≤ B/18
Sens X	2	270,45	2296,00	117,79	1,70	9,44	CV
	3	65,58	1460,52	44,90	1,70	9,44	CV
	4-5-6	75,55	1935,90	39,03	1,70	9,44	CV
	8	84,64	1475,17	57,38	1,70	9,44	CV
	9	75,96	2336,01	32,52	1,70	9,44	CV
Sens Y	1	84,64	1475,17	57,38	1,70	9,44	CV
	2	54,77	1225,62	44,69	1,70	9,44	CV
	3	270,45	2296,00	117,79	2,50	13,89	CV
	4-5	60,70	1402,94	43,27	1,70	9,44	CV
	8-9	72,80	1622,51	44,87	1,70	9,44	CV
	10	75,96	2336,01	32,52	2,80	15,56	CV
	11	57,85	1222,48	47,32	1,70	9,44	CV
	12	256,97	1456,39	176,44	1,70	9,44	CV

On utilise la méthode des bielles pour déterminer le ferrailage :

Ab par 1 mL = Ab/L

Chaque ferrailage calculée on doit divisée par la longueur correspondant

Tableau VI.6 : Ferrailage des armatures principal RPA 2024

	Fille	N (KN)	e _{0b} (cm)	B (cm)	N _{tot} (KN)	d _b (cm)	A _b (cm ²)	L (cm)	A _b (cm ²)/ml
Sens x	2	2296,00	117,79	1,70	2529,67	425,00	24,47	3.50	6,99
	3	1460,52	44,90	1,70	1694,19	425,00	13,91	3.50	3,97
	4-5-6	1935,90	39,03	1,70	2194,14	425,00	18,26	2.85	6,41
	8	1475,17	57,38	1,70	1719,15	425,00	14,33	2.95	4,86
	9	2336,01	32,52	1,70	2631,38	425,00	21,79	3.50	6,23
Sens y	1	1475,17	57,38	1,70	1684,14	425,00	14,33	2.40	5,97
	2	1225,62	44,69	1,70	1618,99	425,00	11,67	4.80	2,43
	3	2296,00	117,79	2,50	2552,55	625,00	24,11	1.90	12,69
	4-5	1402,94	43,27	1,70	1647,09	425,00	13,32	2.90	4,59
	8-9	1622,51	44,87	1,70	1866,66	425,00	15,45	2.90	5,33
	10	2336,01	32,52	2,80	2630,43	700,00	22,45	1.90	11,81
	11	1222,48	47,32	1,70	1615,85	425,00	11,69	4.80	2,43
	12	1456,39	176,44	1,70	1661,27	425,00	16,85	2.4	7,02

Les armatures de répartition :

On a : $A_r = A_b/4$

Ab : les armatures calculées sur toute la longueur de la semelle

- **St** : espacement des armatures calculées Ab

$$St = \frac{1 \text{ ml} - c}{n_b}$$

Avec :

C : l'enrobage ; n : nombre des barres

- **Sr** : espacement des armatures de répartition Ar :

$$Sr = \frac{B - 2c}{n_r}$$

Tableau VI.5 : Ferrailage des armatures de répartition RPA 2024

	file	L (m)	Ab (cm ²)/ml	St (cm)	A _{bc} (cm ²)/ml
Sens x	2	3.50	6,99	15	7HA12=7.92
	3	3.50	3,97	15	7HA12=7.92
	4-5-6	2.85	6,41	15	7HA12=7.92
	8	2.95	4,86	15	7HA12=7.92
	9	3.50	6,23	15	7HA12=7.92
Sens y	1	2.40	5,97	15	7HA12=7.92
	2	4.80	2,43	15	7HA12=7.92
	3	1.90	12,69	10	11HA12=13.57
	4-5	2.90	4,59	15	7HA12=7.92
	8-9	2.90	5,33	15	7HA12=7.92
	10	1.90	11,81	10	11HA12=12.43
	11	4.80	2,43	15	7HA12=7.92
	12	2.4	7,02	15	7HA12=7.92

- Schéma de ferrailage :

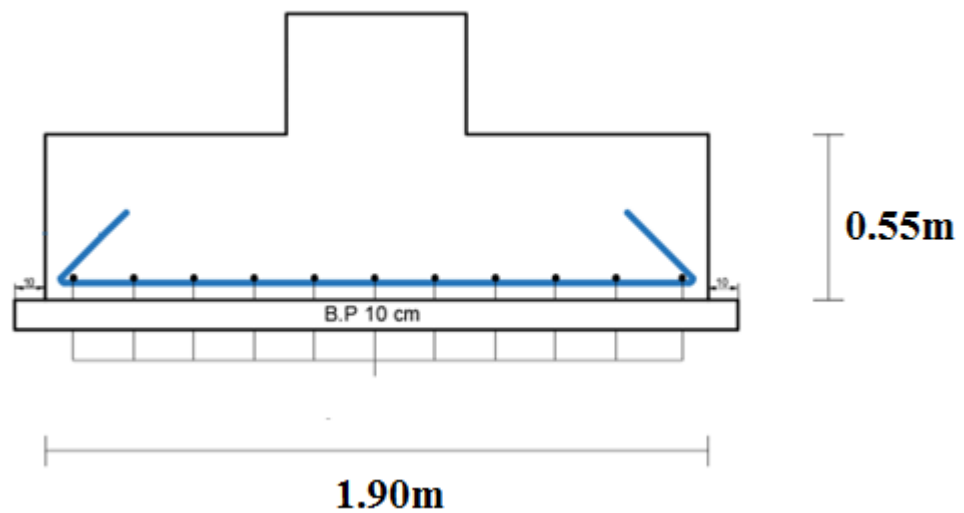


Figure VI.1 : schema de ferrailage de la semelle

VI.5 Poutre de libage

VI.5.1 Introduction

Une **poutre de libage** est une poutre horizontale placée en fondation ou en infrastructure, généralement au niveau des murs ou des fondations, servant à **reprendre les charges verticales** des éléments porteurs au-dessus (comme les murs porteurs ou poteaux) et à **les répartir sur le sol ou sur d'autres fondations**.

VI.5.2 Caractéristiques principales

- Située souvent à la base des murs porteurs ou en périphérie des bâtiments.
- Sert de liaison entre les semelles filantes ou isolées.
- Peut également servir à rigidifier la structure en fondation.
- Elle est coulée en béton armé et dimensionnée en fonction des charges à supporter.

VI.5.3 La méthode de calcul

Cette poutre est sollicitée par un moment de flexion, le même principe de calcul des poutrelles mais dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable à cause de la charge permanent de la structure est supérieure à 5 KN/m

Pour notre cas on a modélisé les poutres de libages dans logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et en l'appliquant les charges les plus défavorables selon les deux directions de la structure pour la file correspondante.

1) Pré-dimensionnement

$$h_p > \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max} \times K}{\pi^4 \times E}} = 94.3 \text{ cm}$$

$$h_p = 95 \text{ cm}$$

2) Condition de rigidité :

$$L_{max} > \frac{\pi \times L_e}{2} ; L_{max} = 4.6 \text{ m}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}} \rightarrow b = 2.1 \text{ m} ; h_r = 55 \text{ cm} ; K = 4 \text{ kg/cm}^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 10181.3 \times \frac{2100 \times 550^3}{12}}{4 \times 2100 \times 10^{-2}}} = 1.938 \text{ m}$$

$$4.6 \text{ m} > \frac{\pi \times 1.938}{2} = 3.04 \text{ m}$$

Condition vérifiée

3) La file correspondante

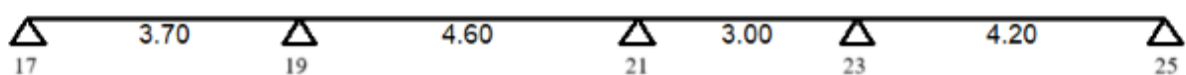


Figure VI.2 : La file de la poutre continue

4) Définition des charges A ELU, ELS

Tableau VI.8 : Définition des charges de la poutre de libage selon RPA2024

Les nœuds	N (KN)	N/B (KN/m)	
17	138.688	81.58118	
19	1092.642	642.7306	
21	1028.703	605.1194	
23	154.2438	90.73165	
	231.3657	136.0975	
25	623.835	366.9618	La moyenne
		ELU	320.54
		ELS	236.21

5) Schéma de charge

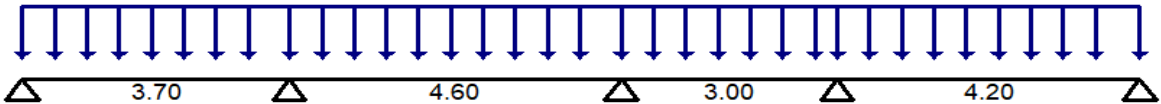


Figure VI.3 : Schéma de la poutre continue avec les charges correspondant selon RPA 2024

6) Les résultats de la RDM

D'après les calculs de logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

On a les résultats suivant :

A ELU

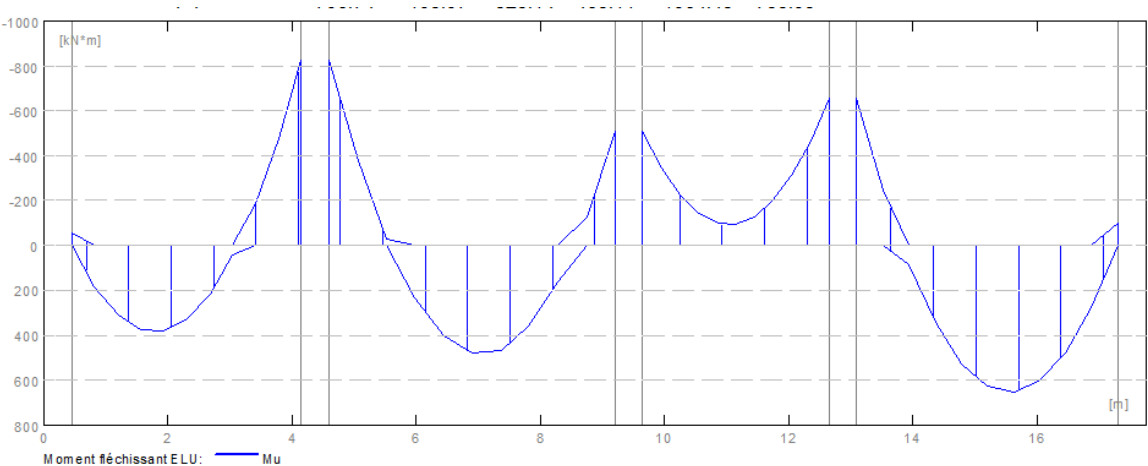


Figure VI.4 : diagramme des moments a ELU selon RPA 2024

A ELS

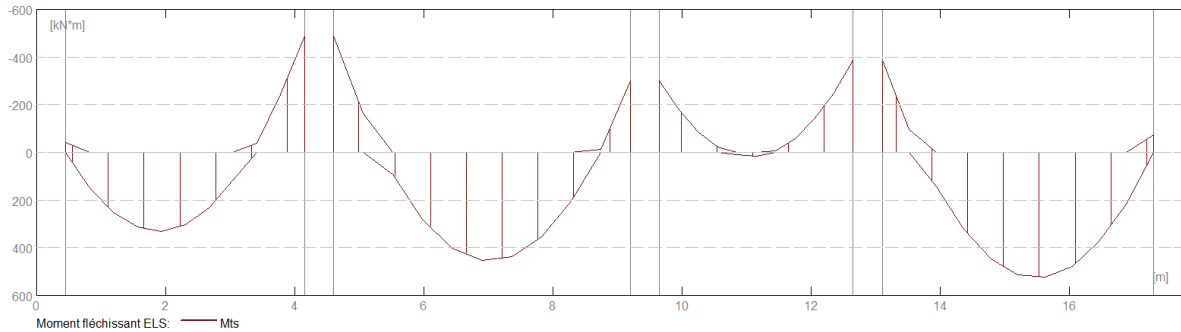


Figure VI.5 : diagramme des moments a ELS selon RPA 2024

7) Calcule de ferrailage :

Les moments maximum et l'effort tranchant :

Tableau VI.9 : Les sollicitations pour la poutre selon 2024

	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Tu (KN)
ELU	556.05	845.83	1301.64
ELS	287.48	437.39	672.94

Tableau VI.10 : Ferrailage de la poutre de libage a l'ELU selon RPA2024

	Appius	Travée
M (KN. m)	845.83	556.05
Mt' (KN. m)	Mt' > Mt L'axe neutre passe par la table de Compression. Donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h) = (210×95) cm² en flexion simple	Le calcul se fait pour une section rectangulaire (b ₀ ×h) = (60× 95) cm² En flexion simple.
As par socotec	Asu=22,19cm ²	Asu= 14,8cm ²

A ELS

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{F_e}{2}, 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 164.97 \text{ MPa}$$

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

L'espacement entre les barres longitudinales

$$St = \frac{b-2c}{n} = \frac{60-2(5)}{5} = 10 \text{ cm}$$

L'espacement entre les cadres

$$St = 10 \text{ cm}$$

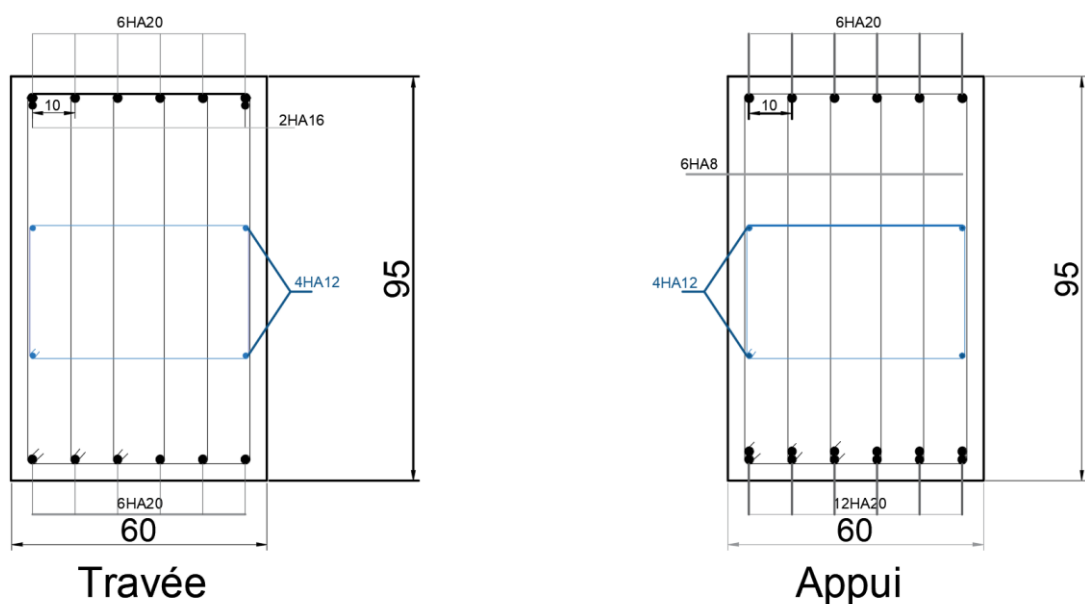
Tableau VI.11 : La vérification des contraintes avec le choix de ferrailage selon RPA2024

	M (KN.m)	As (cm ²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ (MPa)	St (cm)	As choi (cm ²)
Travée	287.48	21.70	4,27	162,5	CV	CV	10	6HA20 +2HA16=22.87
Appui	437.39	33.50	3,28	157,6	CV	CV	10	12HA20 =37.69

Remarque

Vue la hauteur important de la poutre (h=0.95m), on doit ajouter des armatures de peau disposées suivant la hauteur, on adopte 4HA12

8) Schéma de ferrailage



VI.7 Longrines

VI.7.1 Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales repose sur le sol, elles sont situées Just au-dessus des semelles, Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un bloc, tendant à s'opposer au déplacement Relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal, elles transforment en un effort de Traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

Pour un sol de fondation de catégorie (S2) les dimensions de la section transversale des Longrines sont (25×30)

On adopte (b×h) = (35×35)

1) Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale (F) égale :

$$F = \pm \alpha \cdot (A.I.S).N \geq 20 \text{ KN}$$

Tableau VI.12 : Paramètre de calcul pour longrine selon RPA2024

α	A	I	S	N (KN)	F (KN)	F $\geq$ 20
0.3	0,20	1,00	1,20	1501,10	108.08	CV

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : Coefficient de site en fonction de la zone

2) Ferraillage des longrines

ELU

$$F = 1383.9 / 12 = 115,33 \geq 20 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales sont donnée par : $A_u = F_u / \sigma_s$

$$\text{On a : } F_u = 115,33 \text{ kN}$$

$$A_u = 115,33 \times 10^3 / 435 = 265.73 \text{ mm}^2$$

$$\mathbf{A_u = 2.66 \text{ cm}^2}$$

Section minimale donnée par le RPA2024 :

$$A_r \geq 0.6\% B$$

$$\text{Alors : } A_r \geq 0.006 \times (35 \times 35) = 7.35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq B \times F_t / 28 / F_e = 35 \times 35 \times 2.1 / 500 = 5.51 \text{ cm}^2$$

ELS

$\sigma_s [\text{adm}] = 202 \text{ Mpa}$

$A_{ser} \geq 78.264 \times 10^3 / 202 = 388.15 \text{ mm}^2$

$A_{ser} = 3.88 \text{ cm}^2$

Résultats :

$A = \text{Max} [2.66 ; 7.35 ; 3.88] = 7.35 \text{ cm}^2$

On adopte ;

$A = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

$\phi_t \geq \phi/3 = 4.66 \text{ mm}$

$\phi_t = 8 \text{ mm}$ Alors on adopte $A = 4\text{HA}8 = 2.01$

Espacement

$St \leq [20 \text{ cm} ; 15\phi] = \min [20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}]$

$St = 10 \text{ cm}$

VII.7 .2Schéma de ferrailage

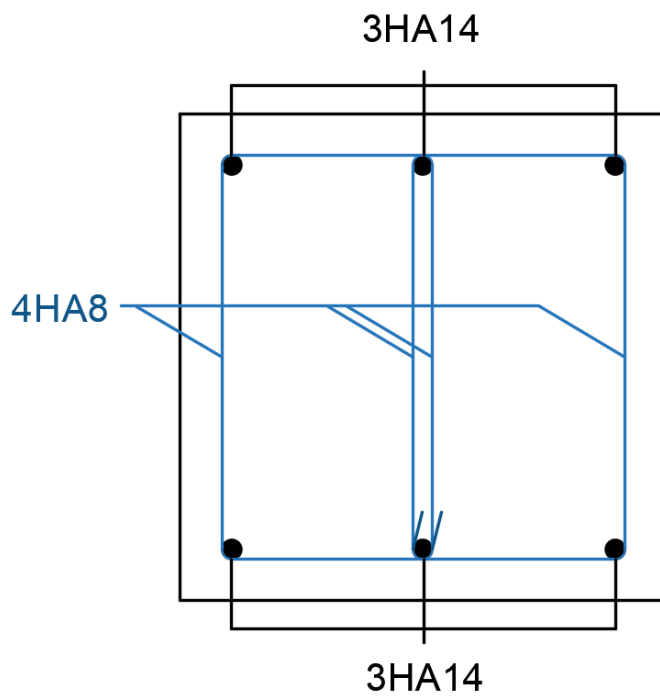


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de longrine

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériens.

- L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

*La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).

- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie., nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

- Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

- [1]. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93
- [2]. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003
- [3]. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2024
- [4]. charges permanentes et charges d'exploitation DTR B.C 2.2

Livre :

Calcul des ouvrages en Béton Armé « M. BELAZOUGHI matériaux ».

Autres documents consultés :

- ❖ Les mémoires de fin d'études de promotions précédentes

Annexes

Conclusion de rapport du sol

12. CONCLUSIONS - RECOMMANDATIONS

D'après la nature lithologique, le sol est constitué par une alternance entre un grès à ciment carbonaté et une marne fortement carbonaté, et tous le site est recouvert par une couche de terre végétale d'épaisseur décimétrique.

Les essais au pénétromètre dynamique confirment la nature de sol mise en évidence par les sondages de reconnaissance à savoir une lithologie homogène traduite de bonne compacité, avec des résistances à la pointe qui dépassant les 100 bars dès le premier mètre de profondeur pour tous les essais de PDL, et avec des refus à des profondeurs superficielles autour de 0.5 m.

Du point de vue topographique le site du projet est parfaitement plat, et aucun signe d'instabilité n'a été constaté sur site.

A cet effet nous recommandons ce qui suit :

- ❖ Le sol de l'assise se caractérise par une bonne stabilité vis-à-vis des glissements.
- ❖ Une fondation superficielle.
- ❖ Contrainte de sol **2.50 bars** pour une profondeur **d'encrage de 2.00 m** après la couche de remblai d'une épaisseur **4.50 m** par rapport le point bas de terrain naturel, néanmoins et en absence de la configuration de l'encrage, bureau d'étude reste le seul concepteur du type de la structure de ce projet (ancrage et type des fondations, charges et surcharges apportées à cette structure.

دليل مشروع

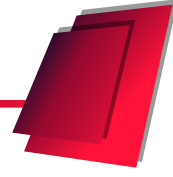
للحصول على شهادة مؤسسة ناشئة
في إطار القرار الوزاري 1275

ديسمبر
2022



بطاقة معلومات

حول فريق الإشراف وفريق العمل



1- فريق الإشراف:

فريق الإشراف	
المشرف الرئيسي (01):	التخصص:
د. علي فريك	هندسة مدنية
المشرف المساعد:	التخصص:
د. كمال معلول	اعلام الي

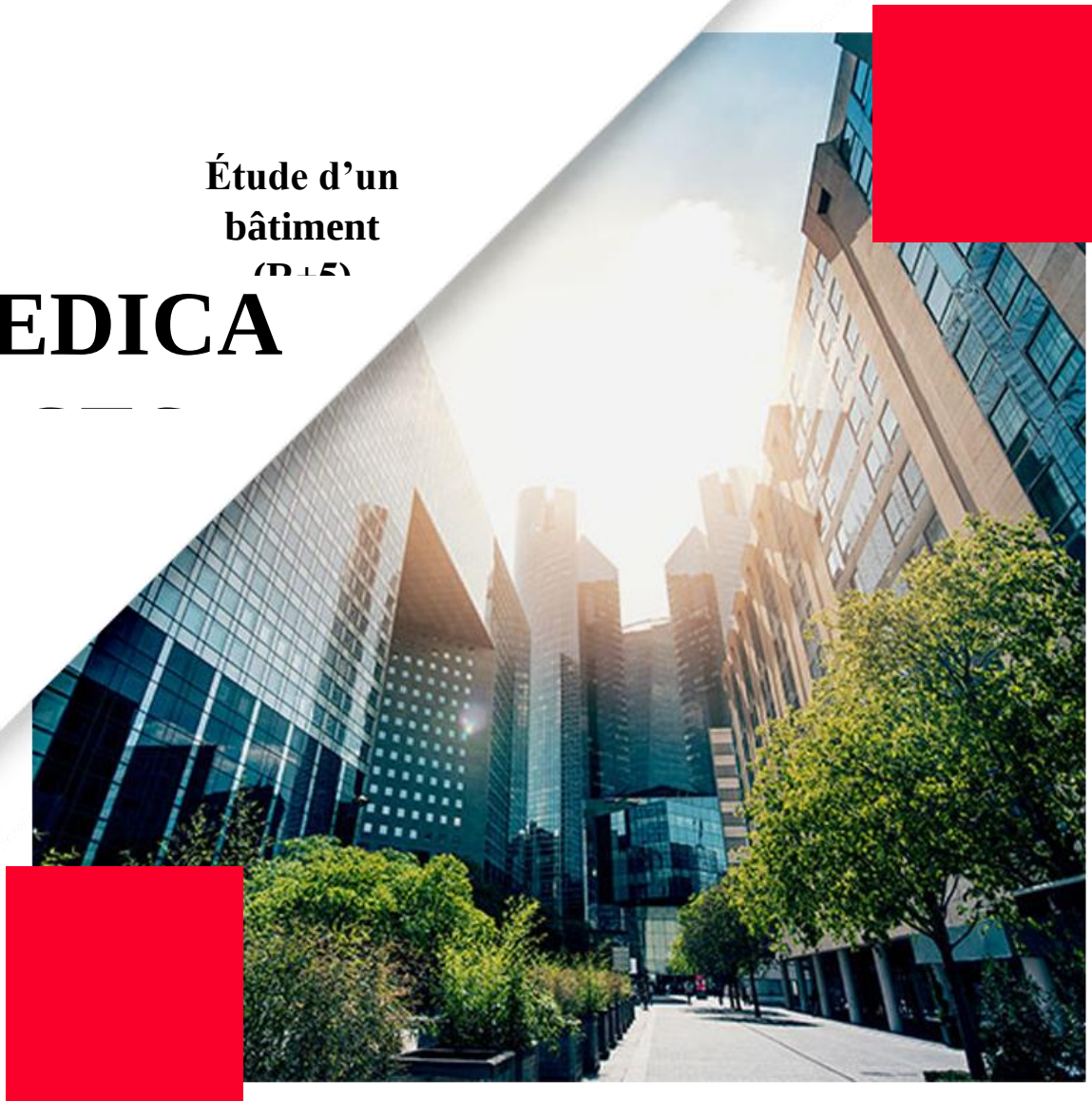
:- فريق العمل:

الكلية	التخصص	فريق المشروع	
التكنولوجيا	هندسة مدنية	الطالب: ملاك حميد	
التكنولوجيا	هندسة مدنية	الطالب: نصر الدين ريزوق	

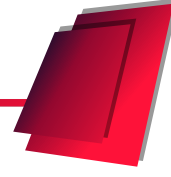




Étude d'un bâtiment (D.E.S.) DEDICA



فهرس المحتويات



1	المحور الأول: تقديم المشروع
2	1. فكرة المشروع (الحل المقترح)
2	2. القيم المقترحة
2	3. فريق العمل
3	4. ابداف المشروع
3	5. جدول زمني لتحقيق المشروع
4	المحور الثاني: الجوانب الابتكارية
5	1. طبيعة الابتكارات
5	2. مجالات الابتكارات
	المحور الثالث: التحليل الاستراتيجي للسوق
7	1. عرض القطاع السوقي
7	2. قياس شدة المنافسة
8	3. الاستراتيجية التسويقية
9	4. الاستراتيجية التسويقية
	المحور الرابع: خطة الإنتاج والتنظيم
10	1. عملية الإنتاج
10	2. التمويل
10	3. اليد العاملة
10	4. الشراكات الرئيسية
15	المحور الخامس: النموذج الأولي التجريبي



مقدمة

المقدمة

"تأتي منصة CIVORA كحل رقمي مبتكر يواكب التحول الرقمي العالمي، ويهدف إلى تطوير ورقمنة قطاع الهندسة، البناء، والأشغال العمومية في الجزائر. تسعى المنصة إلى تلبية احتياجات المهندسين، ومكاتب الدراسات، والمقاولين، والطلبة، والمؤسسات، من خلال توفير بيئة رقمية آمنة تقدم حزمة متكاملة من الخدمات؛ تشمل الحسابات الهندسية، إعداد التقارير الفنية، إدارة المشاريع، الاستشارات التقنية، بالإضافة إلى التكوين المتخصص وفضاءات التعاون المهني. يهدف المشروع إلى خلق قيمة مضافة ترفع كفاءة العمل وتقصّر الأجل، معتمداً على نموذج اقتصادي مستدام قائم على الاشتراكات والرسوم المدروسة، مما يجعله مؤسسة ناشئة واعدة قادرة على تحقيق نمو مستقبلي والمساهمة الفعالة في التنمية الاقتصادية والتحول الرقمي."



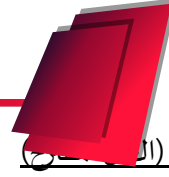


REMERCI RÉSUMÉS



المحور الأول

تقديم المشروع



1. فكرة المشروع (الابتكار)

تنتمي فكرة مشروع CIVORA إلى مجال تكنولوجيا المعلومات والتحول الرقمي للقطاع الهندسي، وهي منصة سحابية من نوع SaaS. انبثقت الفكرة من رصد ميداني لمعاناة مكاتب الدراسات الهندسية في الجزائر، حيث تعتمد غالباً على أساليب تقليدية مثل Excel والأرشيف الورقي، ما يسبب ضعفاً في التنظيم وإدارة المشاريع. لذلك تم اقتراح تطوير منصة رقمية متكاملة تُمكن من إدارة المشاريع الهندسية من مرحلة الدراسة إلى غاية التسليم النهائي. بحيث سيتم تنفيذ المشروع عبر تطوير منصة ويب وتطبيق للهواتف المحمول يعتمد على الحوسبة السحابية والذكاء الاصطناعي لتحليل البيانات، مع تقديم خدمات مثل إدارة المشاريع والعملاء، المخططات، حساب الكميات، وإعداد التقارير، ضمن نموذج اشتراك مرن (SaaS). وسينجز المشروع من طرف فريق متعدد التخصصات يضم مهندسين مدنيين ومهندسين معماريين ومطوري برمجيات ومختصين في الذكاء الاصطناعي وإدارة الأعمال، وسيتم تطويره في الجزائر (ولاية الوادي) مع قابلية التوسع لاحقاً نحو دول المنطقة.

2. القيم المقترحة:

تتميز منصة CIVORA بتقديم حل رقمي مبتكر وحديث يلبي احتياجات مكاتب الدراسات الهندسية من خلال توحيد إدارة العملاء والمشاريع والوثائق في منصة واحدة. وتوفر أداءً عالياً يضمن إنجاز المهام الهندسية والإدارية بكفاءة ودقة، مع إمكانية تكييف وظائف المنصة حسب احتياجات كل مكتب. كما تساهم في خفض التكاليف وتقليل المخاطر المرتبطة بضياع البيانات أو ضعف المتابعة، مع توفير وصول سهل وآمن للمعلومات من أي مكان. إضافة إلى ذلك، تعتمد المنصة على واجهة استخدام بسيطة وسلسلة وتقنيات الذكاء الاصطناعي لتسهيل إعداد التقارير والوثائق الهندسية، مما يعزز الإنتاجية ويرفع جودة الخدمات المقدمة للعملاء.

3. فريق العمل:

✓ الطالبة حميد ملاك ، تخصص هندسة مدنية ، متخصصة بإدارة المشاريع الهندسية والتحول الرقمي، مسؤول عن التواصل مع العملاء وتحديد المتطلبات التقنية.

✓ الطالب ريزوق نصر الدين ، تخصص هندسة مدنية ، قام بتطوير البرمجيات، الذكاء الاصطناعي، وتحليل البيانات، مسؤول عن تطوير المنصة وصيانتها ودعم العملاء....

Table de matière

✓ كما يتمثل دور كل منهما في تسيير المشروع والبحث على الأسواق والتسويق



4. أهداف المشروع:

- أهداف قصيرة المدى (السنة الأولى) تطوير النسخة الأولية MVP للمنصة. إطلاق نسخة تجريبية لفائدة عدد من مكاتب الدراسات. استقطاب أول 20 مكتب دراسات هندسية. اختبار وتطوير نظام الذكاء الاصطناعي المدمج.
- أهداف متوسطة المدى (2-3 سنوات) التوسع على المستوى الوطني. الوصول إلى أكثر من 200 مكتب دراسات مشترك. تطوير تطبيقات الهاتف الذكي. دمج تقنيات BIM وإدارة الوثائق الهندسية المتقدمة.
- أهداف طويلة المدى (4-5 سنوات) أن تصبح CIVORA المرجع الرقمي الأول لمكاتب الدراسات الهندسية في الجزائر. التوسع نحو أسواق المغرب العربي وإفريقيا. تطوير منظومة متكاملة للخدمات الهندسية الرقمية. إنشاء قاعدة بيانات وطنية للمشاريع والدراسات الهندسية

5. جدول زمني لتحقيق المشروع:

- المرحلة المدة دراسة السوق وتحليل الاحتياجات شهر
تصميم المنصة وقاعدة البيانات شهران
تطوير النسخة الأولية MVP3 أشهر
اختبار المنصة وتصحيح الأخطاء شهر
إطلاق النسخة التجريبية و استقطاب العملاء الأوائل 3 أشهر
تطوير خصائص الذكاء الاصطناعي 3 أشهر
الإطلاق التجاري الرسمي نهاية السنة الأولى

INTR									
7	6	5	4	3	2	1			
					✓	✓	الدراسات الأولية: إختيار مقر الوحدة الإنتاجية، تجهيز الوثائق المطلوبة		1
				✓	✓		طلب التجهيزات من الخارج		2
			✓	✓	✓		بناء مقر للإنتاج (المصنع)		3
		✓	✓				تركيب المعدات		...
	✓						اقتناء المواد الأولية		ن
✓							بداية انتاج أول منتج		...

LISTE DES ABREVIATIONS

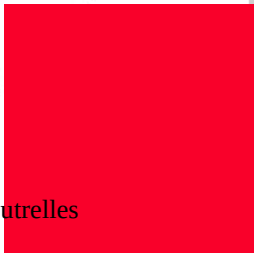


Corps creux

Delle de compression



Poutrelles





Armatures de la dalle pleine

Figure I.7: Diagramme contrainte-déformation du béton



المحور الثالث

التحليل الاستراتيجي للسوق

1. عرض القطاع السوق:

يشهد قطاع الهندسة والبناء في الجزائر نمواً متسارعاً، غير أن تسيير المشاريع ما يزال يعتمد بشكل مفرط على الأساليب التقليدية والمشتتة مثل جداول Excel والملفات الورقية، مما يؤثر سلباً على التنسيق ويزيد من احتمالية الأخطاء المكلفة. يضم السوق الكلي للقطاع في الجزائر أكثر من 12,000 كيان نشط، من بينها ما بين 4,500 إلى 5,500 مكتب دراسات هندسية ومعمارية معتمد. وتستهدف منصة CIVORA بشكل مباشر المكاتب الصغيرة والمتوسطة والمهندسين المستقلين، والذين يشكلون الكتلة الأكبر بحوالي 3,000 مكتب دراسات. تم اختيار هذه الفئة نظراً لحاجتها الماسة للتحويل الرقمي، ومرونتها العالية في تبني الحلول السحابية، مقابل عجزها عن تحمل التكاليف الباهظة للبرمجيات الأجنبية المعقدة بالعملة الصعبة ونقص البدائل المحلية المناسبة. ونظراً للطابع القانوني المنظم للقطاع وتعامله المستمر مع مشاريع رسمية، فإن هذا السوق يتيح فرصة استراتيجية لبناء نموذج عمل تجاري مستدام قائم على عقود اشتراك وتراخيص استخدام دورية تضمن تدفقات مالية مستقرة وقابلة للتوسع.

2. قياس شدة المنافسة:

المنافسون المباشرون

تشمل المنافسة المباشرة بعض البرمجيات المستخدمة في إدارة المشاريع الهندسية مثل:

* Autodesk Construction Cloud

* Primavera P6

* Microsoft Project

إلا أن هذه الحلول تتميز بـ:

ارتفاع تكاليف الاشتراك. * تعقيد الاستخدام. * غياب الدعم المحلي. * عدم التكيف الكامل مع البيئة الجزائرية.

المنافسون غير المباشرين

* ملفات Excel. * Google Drive. * التخزين التقليدي للوثائق. * الأنظمة الإدارية العامة غير المتخصصة.

الميزة التنافسية لـ CIVORA

* أسعار

* واجهة عربية وفرنسية

* منصة متخصصة في مكاتب الدراسات الهندسية.

مناسبة للسوق المحلية.

* دعم فني محلي.

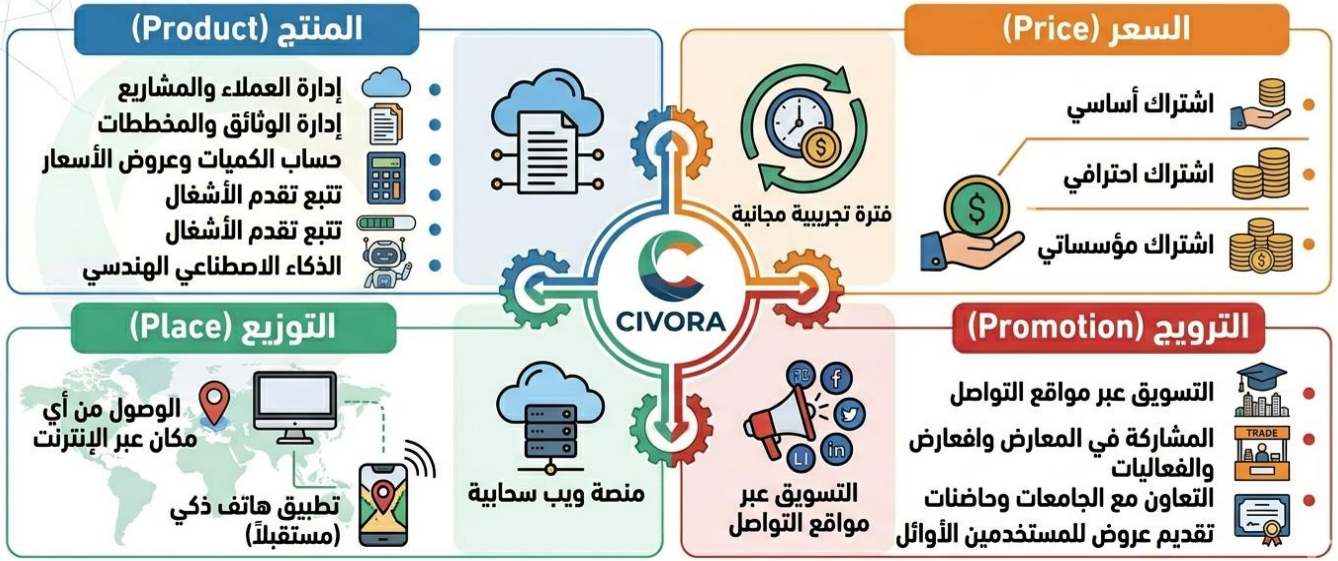
* ذكاء اصطناعي مدمج.

* توافق مع احتياجات القطاع الجزائري.

3. الاستراتيجيات التسويقية

مخطط الاستراتيجية التسويقية لمنصة CIVORA

تحليل الاستراتيجية التفرض، الجوائر



- استراتيجية تسويق CIVORA لقطاع الهندسة

مخطط تحليل SWOT

تحليل نقاط القوة، الضعف، الفرص، والتهديدات

نقاط القوة (Strengths)

- فكرة مبتكرة تستهدف قطاعاً متخصصاً.
- دمج الذكاء الاصطناعي.
- سهولة الاستخدام.
- تكلفة أقل من الحلول الأجنبية.
- إمكانية التوسع مستقبلاً.



نقاط الضعف (Weaknesses)

- حاجة السوق إلى التوعية بالتحول الرقمي.
- محدودية الموارد المالية في البداية.
- الحاجة إلى بناء الثقة لدى العملاء الأوائل.



الفرص (Opportunities)

- تزايد الرقمنة في الجزائر.
- دعم الدولة للمؤسسات الناشئة.
- نمو عدد مكاتب الدراسات الهندسية.
- الحاجة المتزايدة إلى إدارة رقمية للمشاريع.



الفرص



التهديدات

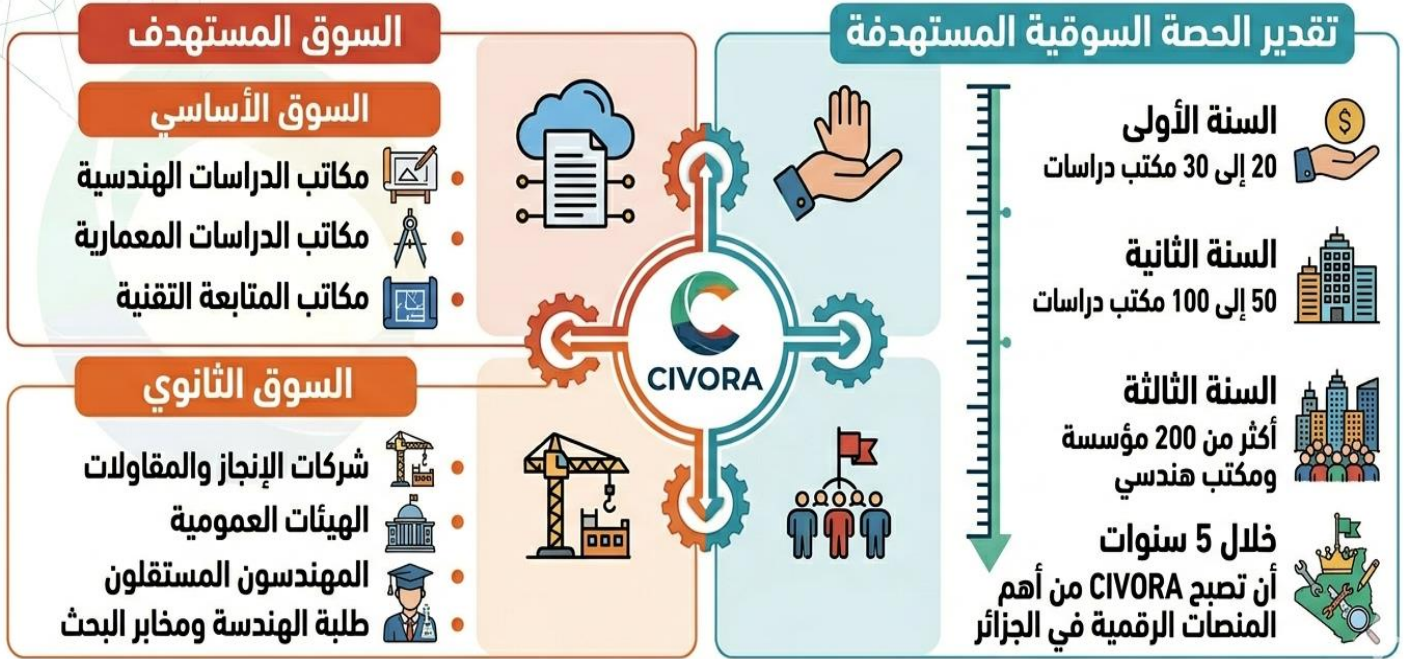
التهديدات (Threats)

- دخول منافسين أجانب للسوق.
- مقاومة بعض المؤسسات للتغيير الرقمي.
- التطور السريع للتقنيات الرقمية.



- تحليل SWOT لبيئة مكاتب الدراسات الهندسية في الجزائر

تحليل الأسواق والأهداف الزمنية



fbc
0.85fc
28



٥٧٦



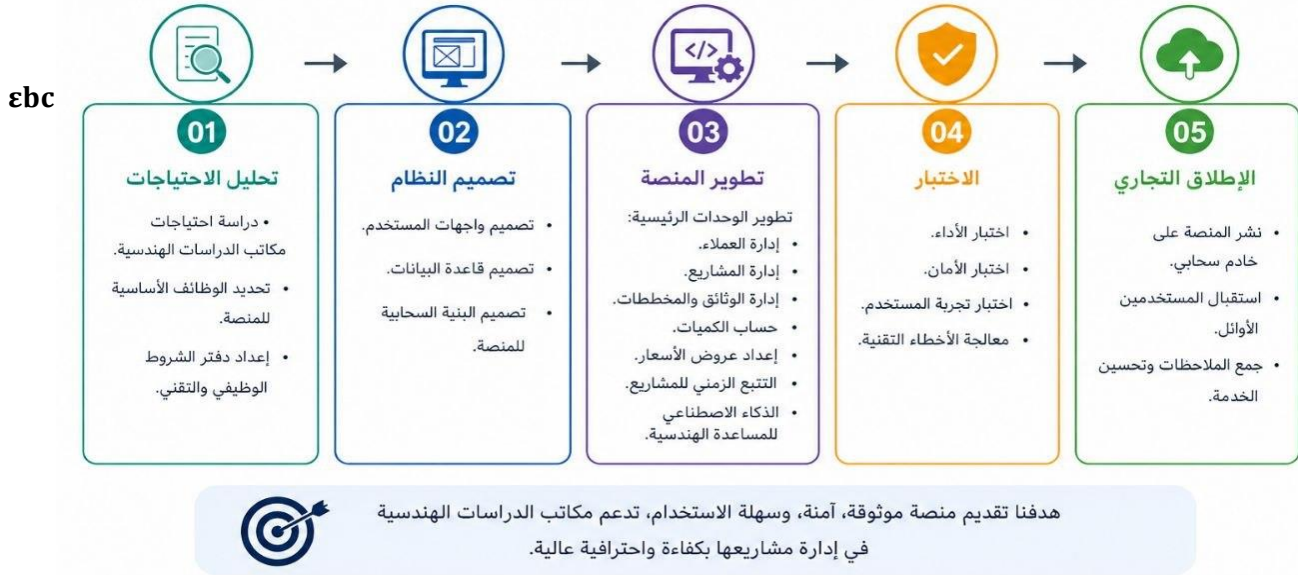
المحور الرابع

خطة الإنتاج والتنظيم

1. عملية الإنتاج:

1. عملية إنتاج خدمة CIVORA

بما أن CIVORA منصة رقمية (SaaS)، فإن عملية الإنتاج لا تعتمد على التصنيع التقليدي وإنما على تطوير البرمجيات وتشغيلها وصيانتها. تمر عملية الإنتاج بالمراحل التالية:



2. التمويل: تعتمد CIVORA في توفير مدخلاتها على خدمات سحابية من AWS أو Google Cloud أو Azure بعقود

سنوية قابلة للتجديد، (الموردين) مع مزودي

3. اليد العاملة:

يعتمد مشروعنا على هيكل تنظيمي رشيق يضمن كفاءة التشغيل وخفض التكاليف الثابتة، حيث يساهم في خلق 15 إلى 25 منصب عمل مباشر، وما يقارب 40 منصب عمل غير مباشر (عبر شبكة المستشارين والموزعين). ويرتكز الهيكل الأساسي للمنصة على الكفاءات التكنولوجية والتجارية، حيث يضم الفريق التقني 03 مهندسي برمجيات وسحابة رقمية لتطوير وصيانة المنصة، يدعمهم 03 تقنيين لإدارة الدعم الفني وضمان استمرارية الخدمة، بالإضافة إلى فريق مصغر مكلف بالتسويق وإدارة علاقات العملاء، مما يتيح للمشروع التوسع والنمو بأقل كتلة أجرية ممكنة.

4. الشراكات الرئيسية:

أهم الشراكات في مشروعنا كانت مع الموردين لأهميتهم في إنجاح المشروع، بالإضافة إلى كل من حاضنة الأعمال لجامعة ومكتب الدراسات الهندسية الشريك التجريبي الأول للتحقق من جدوى المنصة وتطوير الوظائف الأساسية كما تتوفر اتفاقيات مبدئية مع حاضنات الأعمال الجامعية ووزارة التعليم العالي لدعم إطلاق المنصة



Figure II.7 : l'emplacement du poteau le plus sollicite

Figure II.8 : la surface revenu au poteau le plus sollicite



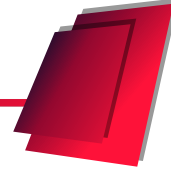
Chapitre III : Calcul des





المحور الخامس

النموذج الأولي التجريبي



الواجهة التفاعلية: تحكم شامل وشفافية مطلقة

واجهة مستخدم بديهية لمراقبة
تقدم المشاريع والملفات
المنتظرة.

واجهة مستخدم (UI) بديهية
وسريعة الاستجابة.

دمج سلس لأدوات الذكاء
الاصطناعي لتحليل
المخططات.



واجهة شفافة تتيح للعميل
تتبع مراحل إنجاز مشروعه
في الوقت الحقيقي.



الملحق رقم 01

جداول المالية

(جدول تفصيل رقم الأعمال (الأسعار الجزئية والكلية للاشتراكات 1.

بيان باقت الاشتراكات السحابية	السعر الجزئي	N السنة	N+1 السنة	N+2 السنة	N+3 السنة	N+4 السنة
الباقة الأساسية (مكاتب هندسية صغيرة) دج / 36,000 (شهر سنة)	3,000 / شهر	مكتب 90 3,240,000	مكتب 207 7,470,000	مكتب 399 14,380,000	مكتب 592 21,330,000	مكتب 797 28,700,000
الباقة الاحترافية (مكاتب متوسطة + حساب كميات) دج / 72,000 (شهر سنة)	6,000 / شهر	مكتب 112 8,100,000	مكتب 259 18,675,000	مكتب 499 35,950,000	مكتب 740 53,325,000	مكتب 996 71,750,000
باقة المؤسسات الكبرى (شركات المقاولات والتخطيط) دج / 180,000 (شهر سنة)	15,000 / شهر	شركة 27 4,860,000	شركة 62 11,205,000	شركة 120 21,570,000	شركة 177 31,995,000	شركة 239 43,050,000
مجموع رقم الأعمال الكلية (DZD)	—	16,200,000	37,350,000	71,900,000	106,650,000	143,500,000

(تحليل الحساسية: النظرة التفاولية والنظرة التساومية (بالقيم الكلية 2.

السيناريوهات المالية المقارنة	نسبة التغير	N (دج) السنة	N+1 (دج) السنة	N+2 (دج) السنة	N+3 (دج) السنة	N+4 (دج) السنة
النظرة التفاولية (ظفرة عفاية وتحول رقمي متسارع)	+25%	20,250,000	46,687,500	89,875,000	133,312,500	179,375,000
النظرة الواقعية (الخطأ الأساسية)	0%	16,200,000	37,350,000	71,900,000	106,650,000	143,500,000
السيناريوهات المالية المقارنة	نسبة التغير	N (دج) السنة	N+1 (دج) السنة	N+2 (دج) السنة	N+3 (دج) السنة	N+4 (دج) السنة
المعتمدة						
النظرة التساومية (تباطؤ اقتصادي أو مقاومة التغيير)	-30%	11,340,000	26,145,000	50,330,000	74,655,000	100,450,000

3. جدول تفصيل الأعباء الخارجية (Charges Extérieures)

بيان التكاليف والأعباء التشغيلية	التكلفة الجزئية الشهرية	السنة N	السنة N+1	السنة N+2	السنة N+3	السنة N+4
الخوادم السحابية وقواعد البيانات (AWS / Firebase)	دج / 37,500 شهر	450,000	550,000	700,000	850,000	1,000,000
الحمولات التسويقية والإشهار الرقمي لربط المكاتب	دج / 50,000 شهر	600,000	650,000	800,000	650,000	700,000
إيجار مقر الشركة (مكتب الوادي) ومصاريف الاتصال	دج / 25,000 شهر	300,000	320,000	350,000	380,000	400,000
تراخيص أدوات الذكاء الاصطناعي والمكتبات البرمجية	متغير جزئياً	289,720	283,692	348,406	302,467	307,146
إجمالي الأعباء الخارجية الكلية (DZD)	—	1,639,720	1,803,692	2,198,406	2,182,467	2,407,146

4. جدول تفصيل الأجور والأعباء الاجتماعية (Charges de Personnel)

التخصص والهيكل البشري للمشروع	الراتب الجزئي الشهري	السنة N	السنة N+1	السنة N+2	السنة N+3	السنة N+4
مطور برمجيات ومهندس الذكاء الاصطناعي ((عدد 1	دج / 120,000 شهر	1,440,000	1,584,000	1,742,400	1,916,640	2,108,304
مهندس مدني / معماري (مستشار المخططات وحساب الكميات)	دج / 100,000 شهر	1,200,000	1,320,000	1,452,000	1,597,200	1,756,920
إدارة الأعمال والتسويق الرقمي وإدارة العملاء	دج / 65,000 شهر	780,000	858,000	943,800	1,038,180	1,141,998
إجمالي أعباء المستخدمين والأجور الكلية (DZD)	—	3,420,000	3,762,000	4,138,200	4,552,020	5,007,222

5. (Résultat Net) جدول حساب صافي الدخل المتوقع

عناصر الدخل الاستراتيجية	السنة N	السنة N+1	السنة N+2	السنة N+3	السنة N+4
إجمالي الإيرادات الكلية (رقم الأعمال)	16,200,000	37,350,000	71,900,000	106,650,000	143,500,000
المشتريات (-) المستهلكة (لوازم ومواد)	96,000	105,600	116,160	127,776	140,554
الأعباء (-) الخارجية (الخدمات، التسويق، الإيجار)	1,639,720	1,803,692	2,198,406	2,182,467	2,407,146
أعباء (-) المستخدمين (الأجور والرواتب الكلية)	3,420,000	3,762,000	4,138,200	4,552,020	5,007,222
مخصصات (-)	223,100	223,100	223,100	223,100	223,100
عناصر الدخل الاستراتيجية	السنة N	السنة N+1	السنة N+2	السنة N+3	السنة N+4
الإهلاكات والضرائب الجزئية الرمزية					
صافي ربح الدخل السنتي للمشروع (Résultat Net)	10,821,180	31,455,608	65,224,134	99,564,637	135,721,978

الملحق رقم 02

نموذج العمل التجاري

مخطط نموذج العمل التجاري الإستراتيجي | منصة CIVORA

منصة رقمية متكاملة للقطاع الهندسي في الجزائر



دليل مشروع

للحصول على شهادة مؤسسة ناشئة
في إطار القرار الوزاري 1275

ديسمبر
2022