



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE ECHAHID HAMMA LAKHDAR - EL OUED

Faculté de la Technologie
Département De Génie Civil Et Hydraulique
MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER ACADEMIQUE
Spécialité : MATRIEUX DE GENIE CIVIL

Présenté par :

1. CHEKIMA Sondes
2. MOKHTARI Samia

Intitulé :

***Conception et étude d'un bâtiment multi étages
selon la nouvelle réglementations RPA (2024).***

Soutenue le : 14/06 /2026

Devant le jury composé de :

Dr : KAAB MOUHAMED Zouhir

Dr : FARIK Ali

Dr : MASMOUDI Fouzi

Président

Examineur

Encadreur

ممثل الحاضنة

ممثل الشريك الاقتصادي

PROMOTION : JOIN 2026

Résumé

Ce mémoire présente l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment à plusieurs étages implanté dans la commune de GUEMAR, wilaya D'EL OUED. L'analyse de la structure a été réalisée conformément aux règlements algériens en vigueur dans le domaine du génie civil, notamment le règlement parasismique algérien **RPA 99 Version 2024**, qui définit les dispositions de conception et de calcul destinées à assurer la sécurité des constructions face aux séismes, ainsi que le **CBA 93**, relatif au calcul et au dimensionnement des structures en béton armé. L'objectif principal de cette étude est de vérifier la stabilité, la résistance et le bon comportement de l'ouvrage sous l'effet des différentes charges verticales et actions sismiques, tout en garantissant la sécurité et la durabilité de la structure.

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

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة وتصميم بناية متعددة الطوابق تقع ببلدية قمار بولاية الوادي. تم إنجاز الدراسة وفق القوانين الجزائرية المعمول بها في مجال البناء، وخاصة القانون الجزائري المقاوم للزلازل RPA 2024 الذي يحدد شروط تصميم المنشآت المقاومة للتأثيرات الزلزالية، بالإضافة إلى قانون الخرسانة المسلحة CBA 93 الخاص بحساب وتصميم عناصر الخرسانة المسلحة.

وتهدف الدراسة إلى التأكد من قدرة المبنى على تحمل مختلف الأحمال الدائمة والاستغلالية والقوى الزلزالية، مع ضمان الاستقرار والأمان والمتانة طوال فترة استغلاله

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

Abstract

This thesis deals with the analysis and design of a multi-storey building located in the municipality of Guemar, El Oued Province, Algeria. The study was carried out in accordance with the Algerian regulations and standards governing the construction sector, particularly the Algerian Seismic Code RPA 99/Version 2024, which specifies the requirements for designing structures to resist seismic actions, and the CBA 93 code for the analysis and design of reinforced concrete structures.

The main objective of this study is to verify the building's ability to withstand various permanent loads, live loads, and seismic forces while ensuring structural stability, safety, and durability throughout its service life. The structural elements were analyzed and designed to satisfy the requirements of strength, serviceability, and seismic performance prescribed by the applicable Algerian codes

Keywords: Reinforced concrete, Residential building, RPA 2024, Structural analysis, Foundations.

Dédicace

بسم الله الرحمن الرحيم

الحمد لله الذي أنار لنا طريق العلم والمعرفة، ووفقنا لإتمام هذا العمل المتواضع. والصلاة والسلام على سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم.

Nous dédions le fruit de cet effort à ceux qui ont été la lumière qui a éclairé notre chemin et le soutien qui ne nous a jamais fait défaut : à nos chers parents, qui nous ont inculqué les valeurs de l'assiduité et de la persévérance, et qui nous ont entourés de leurs prières sincères ainsi que de leur générosité sans limite. À eux, nous adressons tout notre amour, notre estime et notre profonde gratitude.

À nos frères et sœurs ainsi qu'aux membres de nos familles, qui ont été une source constante de soutien et d'encouragement tout au long de notre parcours universitaire. À nos enseignants et professeurs, qui ont porté la noble mission du savoir avec sincérité et dévouement, et qui ont contribué à notre formation scientifique et intellectuelle, se révélant ainsi d'excellents guides et modèles.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements, notre reconnaissance et notre gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire, et qui nous ont aidés par leurs conseils, leurs orientations ou leur soutien moral et scientifique, de près ou de loin, contribuant ainsi à l'aboutissement de ce travail.

ونسأل الله تعالى أن يجعل هذا الجهد خالصاً لوجهه الكريم، وأن ينفع به كل طالب علم وباحث

- **Chekima Sondes ...**
- **Mokhtari Samia ...**



2026

SOMMAIRE

Remerciement

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

Introduction générale

CHAPITRE I

I.1	Présentation générale	2
I.2	Description de l'ouvrage	2
I.3	Éléments de l'ouvrage	2
1	Ossature	2
2	Planchers	2
3	Escalier	2
4	Balcons	2
5	Acrotère	2
6	Maçonnerie	2
7	Revêtement	2
8	Système de coffrage	3
I.4	Élément composant l'infrastructure	3
I.4.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.4.1.1	Béton	3
1	Résistance caractéristique du béton à la compression	3
2	La résistance caractéristique du béton à la traction	3
3	Module de déformation longitudinale	4
4	Module de déformation transversale	4
5	Coefficient de poisson ν	4
6	États limites	4
7	Contrainte limite de cisaillement à l'E.L. S BAEI91 modifié en 99 (ART 5-1)	6
I.4.1.2	Acier	6
1	Généralités	6
2	Module d'élasticité longitudinale de l'acier	6
3	Coefficient de poisson des aciers	6
4	Contraintes limites	7
5	Diagramme contrainte déformation	8
6	Protection des armatures	8

CHAPITRE II

II.1	Prédimensionnement des éléments	10
II.1.1	Introduction	10
II.1.2	Prédimensionnement des éléments secondaire	10
II.1.1.1	Plancher à corps creux	10
II.1.1.2	Prédimensionnement de balcon dalle pleine	12
II.1.1.3	Prédimensionnement d'Escalier	13
II.1.1.4	Prédimensionnement L'acrotère	15
II.1.2	Prédimensionnement des éléments principaux	15
II.1.2.1	Les Poutres	15
II.1.2.2	Prédimensionnement des Pouteaux	16

II.1.2.3	Prédimensionnement des voiles	17
II.2	Détermination des charges et sur charges (DTRB.C.2-2)	18
II.2.1	Charges permanentes	19
II.2.1.1	Plancher «terrasse»	19
II.2.1.2	Plancher étage –courant	19
II.2.1.3	Dalle pleine	20
II.2.1.4	L'escalier	20
II.2.1.5	Maçonnerie	21
II.2.1.6	L'acrotère	21
II.2.2	Surcharges d'exploitations	22
II.3	Calcul de la descente de charge	22
II.3.1	Introduction	22
II.3.2	Rôle de descente de charge	22
II.3.3	Descente des charges sur les poteaux	23
CHAPITRE II		
III-1	Introduction	29
III-2	Etude Plancher	29
III-2-1	Introduction	29
III-2-2	Calcul des planchers (Charge permanente et surcharge)	29
III-2-3	Les types des planchers	30
III-2-4	La méthode de calcul de poutrelles	30
1	Calcul des moments	31
2	Calcul du ferrailage	33
III-2-5	Présentation du ferrailage	37
III-3	Etude de l'acrotère	38
III-3-1	Introduction	38
III-3-2	Dimensions de l'acrotère	38
III-3-3	Schéma statique	38
III-3-4	Détermination des sollicitations	39
1	Combinaison des charges	39
2	Ferrailage de l'acrotère	39
3	Calcul des armatures à L'ELU	39
4	Calcul en flexion simple	40
5	Vérification à L'ELU	40
6.1.	Vérification à l'ELS	41
III-3-5	.Présentation du ferrailage	43
III-4	L'escalier	45
III-4-1	Combinaison d'action	45
III-4-2	Détermination des sollicitations	45
III-4-3	Calcul de ferrailage	46
III-4-4	Vérifications	47
1.1.1.	Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature	49
1.1.2.	Calcule de la flèche	49
III-4-5	Présentation du ferrailage	50
III-5	Calcul de la poutre palière	51
III-5-1	Pré dimensionnement	51
III-5-2	Vérification des conditions de le RPA2024	51
III-5-3	Évaluation des charges	51
III-5-4	Combinaison d'action	52
III-5-5	Détermination des sollicitations	52

III-5-6	Calcul de ferrailage	52
III-5-7	Dessin De Ferrailage De La Poutre Palière	54
III-6	Etude de balcon	58
III-6-1	Dimensions	58
III-6-2	Évaluation des charges et surcharges	58
III-6-3	Les combinaisons des charges	58
III-6-4	Calcul des sollicitations	58
III-6-5	Calcul Du Ferrailage	59
III-6-6	Présentation Ferrailage	60

CHAPITRE IV

IV.1	Introduction	62
IV.2	Choix de la méthode de calcul	62
IV.2.1.	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	62
IV.2.2.	Méthodes dynamiques	62
IV.3	Estimation de la période fondamentale de la structure	64
IV.3.1.	Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale	64
IV.3.2.	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	64
IV.3.3.	Spectre de calcul	66
IV.4	Calcul de l'effort tranchant modal à la base	66
IV.5	Vérifier les renversements	66
IV.6	Vérifier les déplacement inter étage	67
IV.7	Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ	68

CHAPITRE V

V.1	Ferrailage des poutres	71
V.1.1	Combinaison de calcul	71
V.1.2	Armatures longitudinales	71
V.1.3	Armatures transversales	72
V.1.4	Evaluation des moments pour les différents types des poutres	72
V.1.5	Présentation du ferrailage	75
V.2	Ferrailage des poteaux	85
V.2.1	. Les Combinaison des charge	85
V.2.2	Ferrailage longitudinale	86
V.2.3	Armatures transversales	89
V.2.4	Vérification à l'ELU	90
V.2.5	Vérification à l'ELS	91
V.2.6	Schéma de ferrailage des poteaux	92
V.3	Le ferrailage des voiles	85
V.3.1	Combinaison	85
V.3.2	Disposition des voiles de contreventement	85
V.3.3	Dimensionnement voiles	85
V.3.4	Evaluation de l'effort normal réduit dans les voiles	86
V.3.5	Evaluation des diagramme des moments de calcul (ferrailage)	86
V.3.6	Evaluation de la hauteur (Hcr) de la zone critique du voile	87
V.3.7	Dimensionnement élément de rive voiles	87
V.3.8	Ferrailage de l'âme	88
V.3.9	ferrailage des element de rive	89
V.3.10	Justification de la condition de la ductile locale	90
V.3.11	Scheme de ferrailage de voile	91

CHAPITRE IV

IV.1	Introduction	94
IV.2	Classification des fondations	94
	Fondations superficielles	94
	Fondations profondes	94
	Fondations spéciales	94
IV.3	Choix du type des fondations	95
IV.4	Combinaisons De Calcul	95
IV.5	Type de fondation adopté	95
IV.5.1	Vérification de la semelle isolée	96
IV.5.2	Vérification de la semelle filante	97
IV.6	Radier	97
IV.6.1	Pré dimensionnement du radier	97
IV.6.1.1	Pré dimensionnement du radier	97
1	Epaisseur de radier (nervures)	97
2	Condition minimale d'épaisseur	98
3	Epaisseur de la dalle flottante	98
4	Largeur de la nervure	98
5	La longueur élastique	98
6	Conclusion	98
IV.6.1.2	Détermination de la surface nécessaire du radier	99
IV.6.2	Ferraillage du radier	100
IV.6.2.1	Evaluation des charges pour le calcul du radier	100
IV.6.2.2	Ferraillage des dalles	100
IV.6.2.3	Vérification des contraintes à l'E.L.S	101
IV.6.2.4	Ferraillage des poutres de libages	102
IV.6.2.4.1	Armatures longitudinale	102
IV.6.2.4.2	Armatures transversales	104
IV.6.3	Schéma de ferraillage	104

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

CHAPITRE II

Tableau II .1 : Pre dimensionnement des poutres principales.	15
Tableau II .2: Pre dimensionnement des poutres secondaire	16
Tableau II. 3 : Résumées des sections des poutres	16
Tableau II . 4. Prédimensionnement des voiles de RDC	18
Tableau II.5. Prédimensionnement des voiles d'étage courant	18
Tableau II . 6. Charge de plancher terrasse	19
Tableau II . 7. Charge de plancher étage	20
Tableau II . 8. Charge de dalle plien	20
TableauII.9: Evaluation des charges « G » des volée des escaliers	20
TableauII.10 : Evaluation des charges « G » de paliers	20
Tableau II . 11. Charge de mur extérieur	21
Tableau II . 12. Charge de mur intérieur	21
Tableau II . 13. Charge d'exploitation	22
Tableau II . 14. Descente de charge sur poteau	24

CHAPITRE II

TableauIII.1 : Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS	30
TableauIII.2 : Etude de plancher terrasse ELU	32
TableauIII.3 : Etude de plancher terrasse L'ELS	32
TableauIII.4 : Etude de plancher étage courant L'ELU	32
TableauIII.5 : Etude de plancher étage courant L'ELS	33
TableauIII.6 : Moments et Effort Tranchants.	52
TableauIII.7. : les résultatsde Combinaison des charges et moment.	59

CHAPITRE IV

Tab.IV.1: Résultat dynamique	63
La période propre de vibration et le facteur de participation massique :	64
Tab.IV.2: valeurs du coefficient CT	64
Tab.IV.3 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.	67
Tab.IV.4:Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).	68
Tab.IV.5: Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).	68
Tab.IV.6:Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ Au sens Longitudinal (XX).	68
Tab.IV.7: Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ au sens Transversal (YY).	68

CHAPITRE V

Tableau V.1 : Combinaison des charges.	71
Tableau V.2 : Combinaison des charges.	85
TableauV.3 : Les sollicitations retirées de ROBOT	87
TableauV.4 : Ferrailage maximale et minimale.	87
TableauV.5: Vérification flambement de poteaux.	88
TableauV.6 : Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée	89
Tableau v.7 : Les armatures en flexion simple	89
Tableau V.8 : Donnée des types	85

CHAPITRE IV

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU	5
Figure I.2 Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELS	6
Figure I.3 Diagramme "contrainte – déformation	8

CHAPITRE II

Figureure II. 1 : Dessin d'un plancher en corps creux.	10
Figureure II.2 : Plancher à corps creux (coupe verticale)	11
Figureure II. 3: Coupe transversale d'une poutrelle	11
Figureure II. 4 : une poutrelle	12
Figureure. II.5: Plancher dalle pleine	12
Figureure II.8 : Schéma d'un escalier	13
FigureureII.9 : Dimensions de l'escalier à une volée	14
Figureure II. 10 : les dimensions de l'acrotère et les charges	15
Figure II. 11: Coupe 1-1 de section de poteau.	17
Figureure II .12 : Coupe de voile en élévation	18
Figureure II.13. Coupe de voile en plan	18
Figureure II-14. Eléments constituant le «plancher-terrasse».	19
Figureure II.15.Eléments constituant le plancher «étage-courant»	19
Figureure II-16. Coupe verticale d'un mur extérieur.	21
Figureure II-17: Coupe verticale de l'acrotère.	22

CHAPITRE III

<i>Figure. III.1. Les types des planchers</i>	30
<i>Figure. III.2. diagramme de moment (type1).</i>	31
<i>Figure. III.2. ferrailage PLANCHER .</i>	37
<i>Figureure III.4 : Coupe verticale de l'acrotère</i>	38
<i>Figureure III.5 : scéma statique acrotère</i>	38
<i>Figure III.5 :Ferrailage Acrotere</i>	44
<i>Figure.III.6: Schéma statique de l'escalier.</i>	45
<i>Figure.7. : Schéma de diagrammes des moments (M) et les efforts tranchants (T)</i>	46
<i>Figure III.8 :Section à ferrailier.</i>	46
<i>Figure.III.9 : Schéma statique de l'escalier.</i>	50
<i>Figure III .10 : Schéma statique de Poutre palière</i>	51
<i>Figure III .11 : Dimensionnement De Poutre Palière</i>	51
<i>FigureIII.12:Diagramme de moment.</i>	52
<i>Figure III.13: Schéma de ferrailage de la poutre palièr</i>	54
<i>Figure.III.14: Schéma de ferrailage du balcon.</i>	60

CHAPITRE IV

<i>Figure IV.1 : structure 2d et 3d</i>	63
---	----

CHAPITRE V

<i>Figureure V.1 Sollicitations de la poutre</i>	71
<i>Figure V.2 ferrailage poutres</i>	76
<i>Figureure V.3 : Sollicitations du poteau en 3D.</i>	85
<i>FigureureV.4. : Zone nodale.</i>	86
<i>Figureure V.5 : La section transversale des poteaux.</i>	88
<i>Figure V.6 ferrailage poteaux</i>	92
<i>Figureure V. 7 Disposition des voiles</i>	85
<i>Figure V.8 ferrailage VOILE</i>	92

CHAPITRE IV

<i>Figureure VI.1. Schéma des Fondations superFigureielles</i>	94
<i>Figureures VI.2. Semelle isolée.</i>	96
<i>Figureure VI.3. Schéma de ferrailage de radier sens x-x et y-y</i>	105
<i>Figureure VI.4. Schéma de ferrailage de poutre libage sens x-x et y-y</i>	105

LISTE DES SYMBOLES

A Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

R.P.A : Règles parasismiques algériennes

C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

D.T.R : Document Technique Réglementaire

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

E.L.A : Etat Limite Accidentel

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

H.A : Haute Adhérence

R.L: Ronds Lisses

kN: kilo Newton

ml : mètre linéaire

MPa : Méga Pascal

RDC : Rez De Chaussée

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée

E_{vj} : Module d'élasticité différée

ν : coefficient de poisson

σ_b : Contrainte de compression du béton

f_{bu} : Contrainte de résistance du béton à l'ELU

σ_b : Contrainte de résistance du béton à l'ELS

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ_s : Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS

σ_u : Contrainte de cisaillement

τ_u : Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

N_u : Effort normal à l'ELU

N_s : Effort normal à l'ELS

F_t : Effort de traction

V_u : Effort tranchant à l'ELU

M_u : Moment fléchissant à l'ELU

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

A_s : Section d'armatures

A_{max} : Section d'armatures maximales

A_{min} : Section d'armatures minimales

A_t : Section d'armatures transversales

Δ_f : La flèche

Δ_{adm} : La flèche admissible

L_r : Longueur de recouvrement

S_t : Espacement des armatures

d : Hauteur utile

λ_g : L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

En minuscules

a Une dimension

b Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)

c d distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême

d d' distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême

e Épaisseur

f_e limite d'élasticité de l'acier

Introduction générale :

Les tremblements de terre comptent parmi les catastrophes naturelles les plus dangereuses pour la sécurité des ouvrages et des personnes, en particulier dans les pays à forte activité sismique comme l'Algérie, ce qui a nécessité l'élaboration de lois et de réglementations spécifiques visant à garantir la résistance des bâtiments aux secousses sismiques. C'est dans ce contexte qu'est apparu le règlement antisismique algérien RPA 2024, qui comprend de nouvelles mises à jour visant à améliorer les performances des ouvrages et à renforcer leur niveau de sécurité et de stabilité.

Cette note vise à étudier et à concevoir un bâtiment à plusieurs étages conformément aux exigences de la RPA 2024, en analysant les différentes charges, notamment sismiques, en choisissant le système de construction approprié, puis en modélisant et en étudiant l'ouvrage à l'aide de logiciels d'ingénierie spécialisés, tout en vérifiant la conformité des résultats aux conditions réglementaires en vigueur.

L'importance de cette étude réside dans l'application des concepts modernes de l'ingénierie parasismique et dans sa contribution à la conception de structures plus sûres et plus résistantes aux séismes.

- **Première partie :** elle commence par une description générale du projet , ainsi que les caractéristiques des matériaux et la charge de chaque élément
- **Deuxième partie :** Cette section comprend les dimensions prioritaires, les charges des éléments et la descente de charge
- **Troisième partie :** elle vise à étudier les éléments secondaires de la construction
- **Quatrième partie:** Étude dynamique
- **Cinquième partie:** Étude des éléments principaux
- **Sixième et dernière partie:** Étude des infrastructures

Chapitre I

· ***Présentation Générale***

I.1 Présentation générale :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment (R +4) c'est un Hôtel ; ce bâtiment est situé à Gumare (El oued) et est classé, selon le RPA 2024 comme étant une zone (Zone II)

Ce projet de fin d'étude s'intitule : « **Conception et étude d'un bâtiment multi étage selon la nouvelle réglementation RPA (2024)** »

I.2 Description de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

longueur totale du Bâtiment : 22.00 m

- largeur totale du bâtiment : 21.80 m

- hauteur totale du bâtiment : 17.05 m

- hauteur du RDC : 3.50 m

- hauteur d'étage : 4.25 m

I.3 Éléments de l'ouvrage :

1. Ossature :

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques construits de poutres et de poteaux encastrés les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant ainsi une bonne rigidité de l'ouvrage capable de reprendre les efforts horizontaux et verticaux.

2. Planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits "diaphragme" qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

Pour notre cas, le plancher est de type corps creux avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression .

3. Escalier : Le bâtiment est menu d'une cage d'escalier de type droit

4. Balcons : Les balcons seront réalisés en corps creux et dalles pleines.

5. Acrotère : C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm

6. Maçonnerie :

- Les murs extérieurs : seront en double cloison en brique .
- Les murs de séparations intérieurs : seront réalisés en cloison en brique creuse .

7. **Revêtement** : Ils seront réalisés :

- en carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

8. **Système de coffrage** : On opte un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

I.4 Élément composant l'infrastructure :

Le choix de mode de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol.

I.4.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.4.1.1 Béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau ; il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL91 et le RPA99 modifié en 2024.

1. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée **fc28**.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression

est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

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

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1.4 + 0.95j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet on adoptera : **fc28 = 25 MPa**

2. La résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

Conventionnellement ? elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (BAEL 91)}$$

$$\text{Pour } j = 28j, \text{ on a : } f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

3. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

• Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa.}$$

Pour $F_{cj} = 25 \text{ MPa}$, on a : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

• Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 (F_{cj})^{1/3} \text{ MPa,}$$

$$\text{Pour } F_{cj} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

4. Module de déformation transversale :

Sa formule est :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

5. Coefficient de poisson ν :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale pris égal à :

→ $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

→ $\nu = 0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

6. États limites :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée ; ils se classent en deux catégories :

• États limites ultimes :

Correspond à la limite :

- soit, de la perte d'équilibre statique (basculement)
- soit, de la perte de stabilité de forme (flambement)
- et surtout de la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma_b}$$

ϖ 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta = 0,85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

à 28j, on a : $f_{bc} = 14,2$ MPa

• **Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU :**

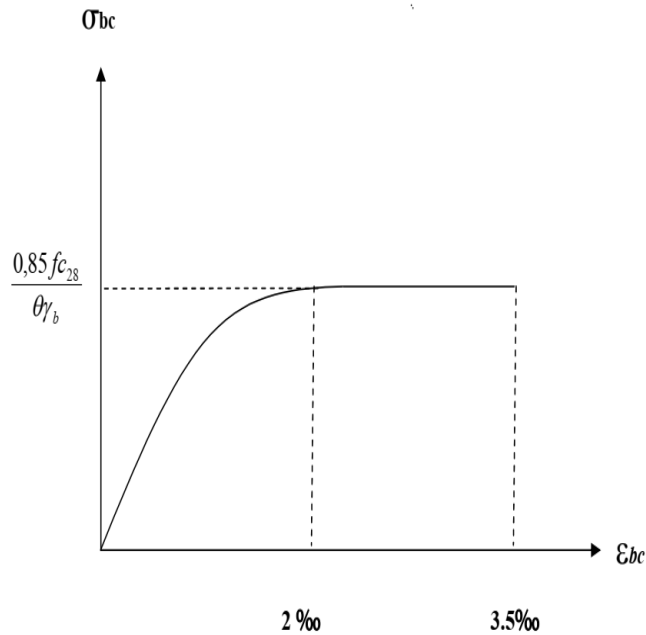


fig I.1 Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELU

• **États limites de services :**

Ce sont les états au delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites ; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit

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

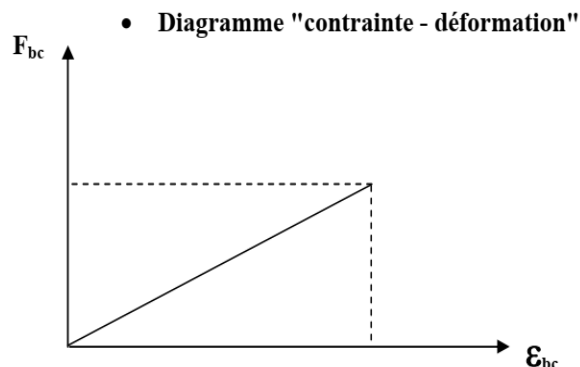


fig I.2 Diagramme "contrainte – déformation" du béton à l'ELS

7. Contrainte limite de cisaillement à l'E.L. S : BAEL91 modifié en 99 (ART 5-1)

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V\mu}{b.d}$$

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

- **Cas de fissuration non préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA} \}$$

- **Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA} \}$$

I.4.1.2 Acier :

1. Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états

de surfaces (RL, HA)

- Les ronds lisses FeE215 et FeE 235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520

2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2.105 \text{ MPA}$$

3. Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

4. Contraintes limites :

- Contrainte limite à l'ELU

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,20$ situation durable

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

Exemple

	$\gamma_s = 1.20$	$\gamma_s = 1.00$
$f_e = 400 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 500 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 450 \text{ Mpa}$	$\sigma_{st} = 520 \text{ Mpa}$

• Contrainte limite à l'ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles BAEL 91 (A, 4, 5,3), on distingue trois cas de fissures :

1) **fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

2) **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max (0.5f_e, ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

3) **Fissuration très préjudiciable** : milieu agressif

$$\sigma_{st} = 0,8 \min (2/3 f_e ; \max (0.5f_e, ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}))$$

Ou η = coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$\eta = 1,3$ pour les HA < 6mm

$\eta = 1,6$ pour les HA > 6mm

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

5. Diagramme contrainte déformation :

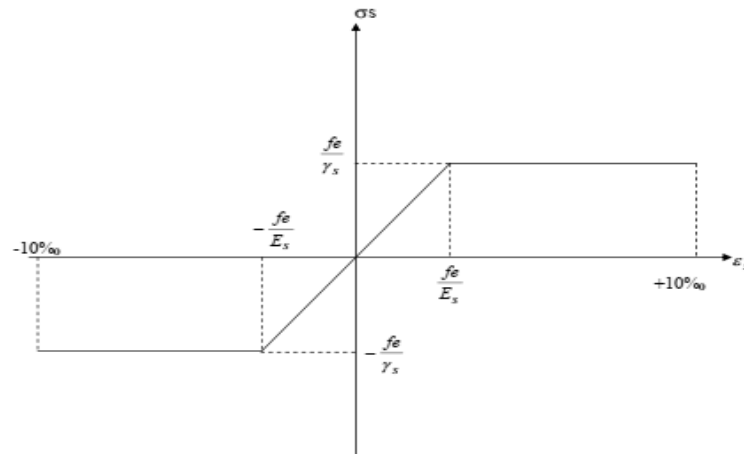


fig I.3 Diagramme "contrainte – déformation"

6. Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter à ce que l'enrobage "c" des armatures et au moins égale à :

- $c \geq 5\text{cm} \Rightarrow$ les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
 - $c \geq 3\text{cm} \Rightarrow$ les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)
 - $c > 1\text{cm} \Rightarrow$ les parois situées dans les locaux condensés
- les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution

Chapitre II

***· Prédimensionnement
Des Éléments***

II.1 Prédimensionnement des éléments

II.1.1 Introduction :

Le prédimensionnement constitue une étape fondamentale dans le processus de conception des ouvrages en génie civil. Il permet d'établir une première estimation des dimensions des éléments structuraux, en prenant en compte les différentes sollicitations auxquelles ils seront soumis. Cette phase préliminaire est cruciale pour orienter les choix techniques et garantir une approche cohérente avant de procéder au dimensionnement détaillé. Les résultats obtenus à cette étape ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés lors de la phase de dimensionnement.

II.1.2 Prédimensionnement des éléments secondaire :

II.1.1.1 Plancher à corps creux :

Ils sont constitués de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Treillis soudé.

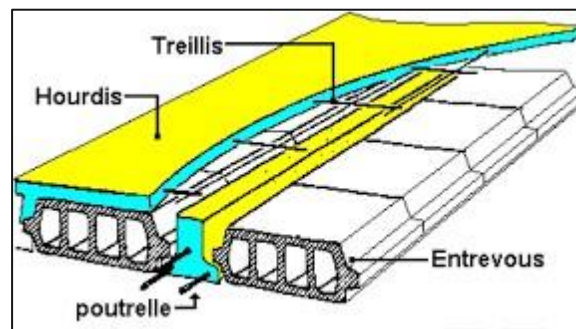


Figure II. 1 : Dessin d'un plancher en corps creux.

L'épaisseur du plancher (ht) partir de la condition de la flèche (Article B.6.8, 424 du BAEL 99)

$$ht \geq \frac{\min(L_{x\max}; L_{y\max})}{22,5}$$

ht : hauteur totale de plancher.

L_x : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens xx

L_y : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens yy

$L_x = 4,52 \text{ m}$, $L_y = 6,52 \text{ m}$

$L = 4,52 \text{ m}$

$$ht = 452/22,5 = \geq 20,88 \text{ cm}$$

On prend : $ht = 21 \text{ cm}$ (16 + 5)

Donc:

$$ht = 21 \text{ cm},$$

$$h_0 = 5 \text{ cm},$$

$$h_1 = 16 \text{ cm}$$

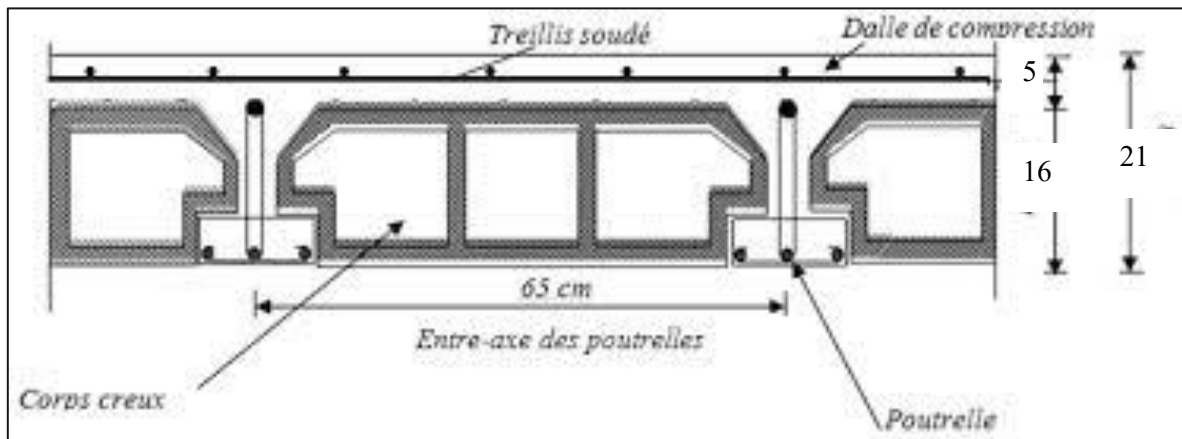


Figure II.2 : Plancher à corps creux (coupe verticale)

Disposition des poutrelles (Nervures):

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, les poutrelles se calculent comme des sections en T. Les poutrelles sont disposées selon la petite portée.

- b : La largeur de la nervure
- ht : La hauteur de la poutrelle
- b_0 : La largeur de la nervure
- h_0 : La hauteur de la nervure
- b_1 : La largeur d'une aile de la section

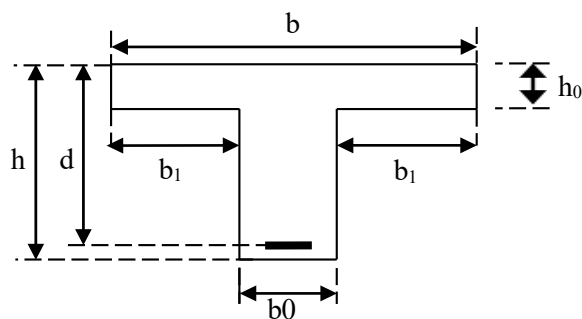


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{Lx}{2}; \frac{Ly}{10}\right) \quad \text{CBA93 (art A.4.1.3).}$$

$8\text{cm} \leq b_0 \leq 12\text{cm}$, En prend : $b_0 = 12\text{ cm}$.

L_x : Distance entre nus des poutrelles

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

Dans notre cas on a ce qui suit :

$h = 21\text{ cm}$;

$h_0 = 5\text{ cm}$,

$b_0 = 10\text{ cm}$.

$L_x = 65 - 10 = 55\text{ cm}$.

$L_y = 420 - 45 = 375\text{cm}$.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{375}{10}\right)$$

$$b = b_0 + 2b_1$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65\text{ cm}$$

Ce qui donne : $b = 65\text{ cm}$.

Les poutrelles sont disposées selon la petite portée ou dans le sens transversale Y.

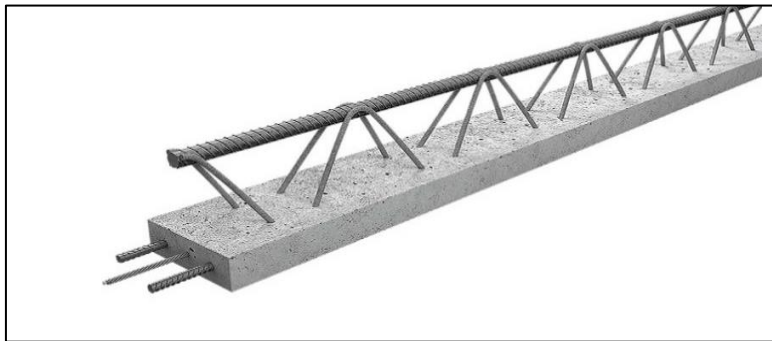


Figure II. 4 : une poutrelle

II.1.1.2 Prédimensionnement de balcon dalle pleine :

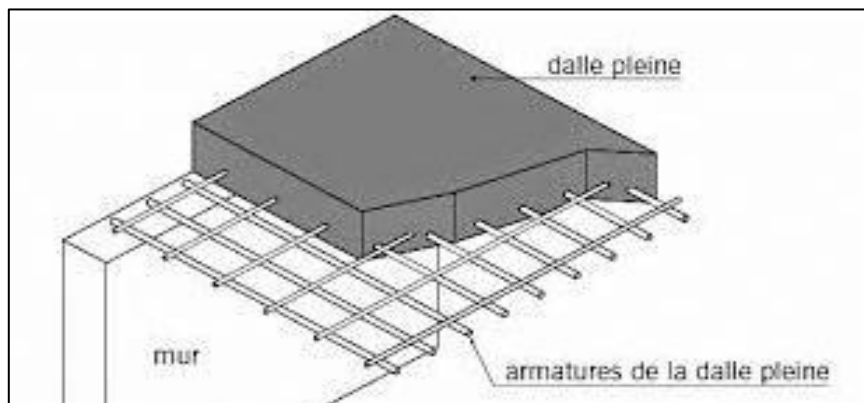


Figure. II.5: Plancher dalle pleine

L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L \text{ Largeur de balcon}$$

$$e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm on prend } e = 15 \text{ cm}$$

II.1.1.3 Prédimensionnement d'Escalier :

Dans un escalier bien établi, la largeur des giron des marches n'est pas arbitraire, mais elle est en rapport avec la hauteur des marches.

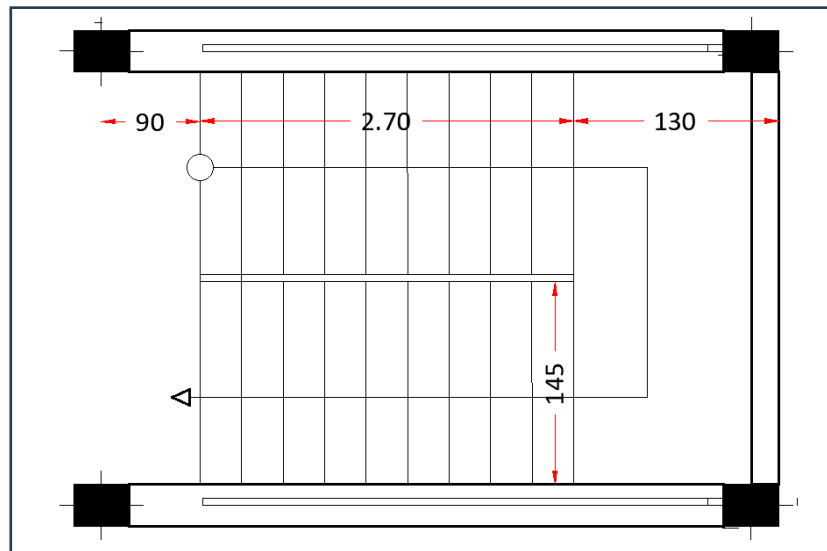


Figure II.6 : Schéma d'un escalier

Dimensionnement :

- Calcul de nombre des marches :

Soit :

- h : hauteur de contre marche.
- g : Largeur de la marche.
- n : Nombre de contre marche.
- $n - 1$: Nombre de marche.

Dans ce projet on distingue un escalier de type suivant :

➤ Type escalier droit à deux volées

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de **BLONDEL**, qui permet le pré dimensionnement convenable de l'escalier.

$$22 \leq g \leq 33 \quad \text{on prend} \quad g = 30 \text{ cm}$$

$$16 \leq h \leq 20 \quad \text{on prend} \quad h = 17 \text{ cm}$$

Les dimensions des marches doivent satisfaire la formule de **BLONDEL**.

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \dots \text{cv}$$

Escalier de RDC : $H_e = 4.25 \text{ m}$

$$n = \frac{425}{17} = 25 \text{ contre marche}$$

Avec $n = 25$ nombres de contre marche et $(n + 1) = 26$ nombres de marche D'après la relation

Donc

13 marches pour volée 1

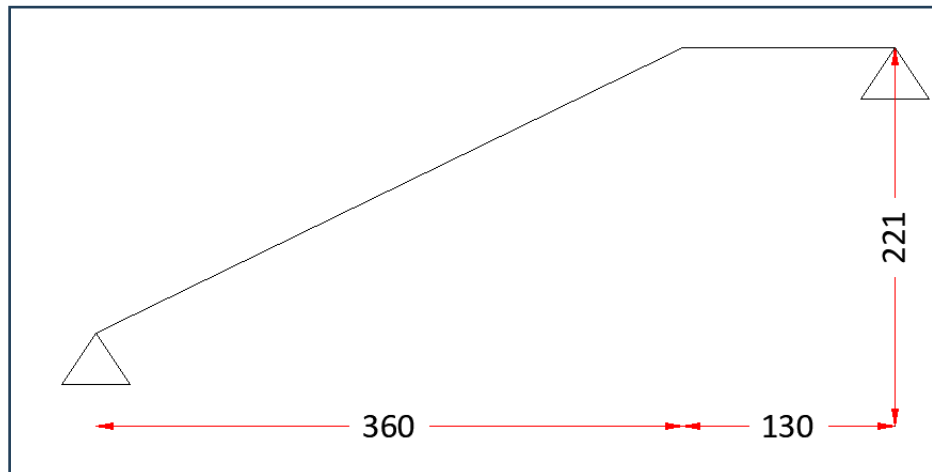
- **Hauteur de paillasse :**

$$H' = 0.17 * 13 = 2.21 \text{ m}$$

- **La longueur projetée de la paillasse :**

$$L = g (n-1)$$

$$L = 30 * 12 = 360 \text{ cm}$$



FigureII.7 : Dimensions de l'escalier à une volée

- **Angle d'inclinaison : $Tg \alpha = H' / L$**

$$tg \alpha = tg \frac{221}{360} \Rightarrow 37 \text{ degré} \Rightarrow \sin \alpha = 0.37$$

- **Epaisseur de la paillasse et palier**

$$\sin \alpha = \frac{221}{l} \rightarrow l_{\text{paillasse}} = 3.68 \text{ m}$$

$$l_{\text{palier}} = 1.30 \text{ m}$$

$$L_{\text{volée}} = l_{\text{pail}} + l_{\text{pali}} = 3.68 + 1.30 = 4.98 = 5 \text{ m}$$

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

$$\frac{500}{30} \leq e \leq \frac{500}{20}$$

$$16.66 \text{ cm} \leq e \leq 25 \text{ cm}$$

on prend $e = 18 \text{ cm}$.

On prend aussi l'épaisseur de palier $e = 18 \text{ cm}$

II.1.1.4 Prédimensionnement L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire du plancher terrasse destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute, l'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, l'acrotère est sollicité par son poids propre (G), et une poussée horizontale

Les dimensions de l'acrotère sont dans le dessin suivant en (cm) :

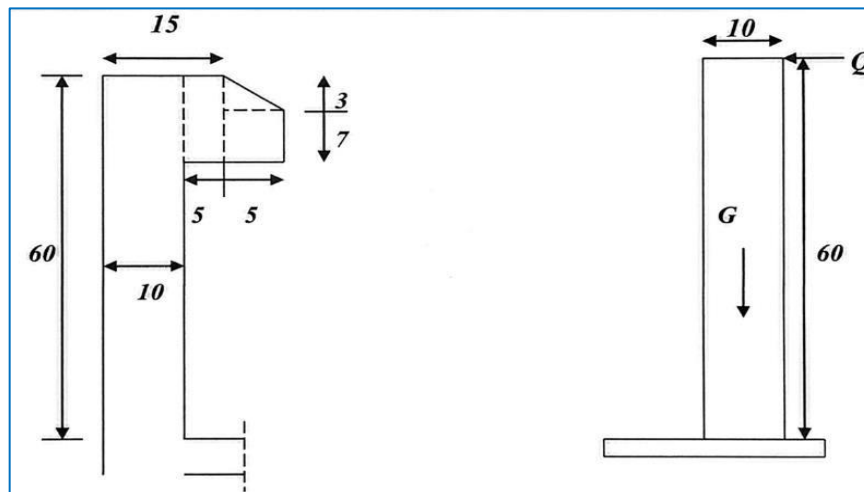


Figure II. 8 : les dimensions de l'acrotère et les charges

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.07) + (0.05 \times 0.07) \times (0.05 \times 0.03) / 2$$

$$S = 0.068 \text{ m}^2$$

II.1.2 Prédimensionnement des éléments principaux :

II.1.2.1 Les Poutres :

• Poutre principale :

En générale, les formes et dimensions des poutres sont influencées par les conditions de limitation des flèches. Pour les poutres des planchers des bâtiments à usage d'habitation, les déformations doivent rester faibles sans nuire au bon fonctionnement :

- des cloisons.
- des revêtements horizontaux et verticaux (sols, plafonds, murs) et ne doivent pas être à l'origine de désordres tels que la fissuration et le décollement.

Selon le BAEL 91 :

$$\frac{l_{max}}{15} < h < \frac{l_{max}}{10}$$

h : Hauteur de la 0.7h poutre.

b : Largeur de la poutre.

L_{max} : La plus grande distance ente nus.

Tableau II .1 : Pre dimensionnement des poutres principales.

	BAEL91	RP A 2024	P.P
Hauteur (h)	$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$ Avec : $L_{max} = 650$ $43.33 \leq h \leq 65.2$ $h = 50 \text{ cm}$	$b \geq 25 \text{ cm}$... condition vérifiée. $h \geq 30 \text{ cm}$... condition vérifiée. $\frac{h}{b} \leq 4 = \frac{40}{30} = 1.66 \leq 4$	$h = 50 \text{ cm.}$
Largeur (b)	$0,3h \leq b \leq 0,7h$ $15 \leq b \leq 35 = 30 \text{ cm.}$	Condition vérifiée.	$b = 30 \text{ cm.}$

- **Poutre Secondaire :**

Tableau II .2: Pre dimensionnement des poutres secondaire

	BAEL91	RP A 2024	P.P
Hauteur (h)	$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$ $L_{max} = 450$ $30 \leq h \leq 452$ $h = 35 \text{ cm}$	$b \geq 25 \text{ cm}$... condition vérifiée. $h \geq 30 \text{ cm}$... condition vérifiée.	$h = 30 \text{ cm.}$
Largeur (b)	$0,3h \leq b \leq 0,7h$ $9 \leq b \leq 21 = 30 \text{ cm.}$	$\frac{h}{b} \leq 4 = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$ Condition vérifiée.	$b = 30 \text{ cm.}$

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II. 3 : Résumées des sections des poutres

Poutres	Section cm^2
Principales	(30×50)
Secondaires	(30×30)

II.1.2.2 Prédimensionnement des Poutres :

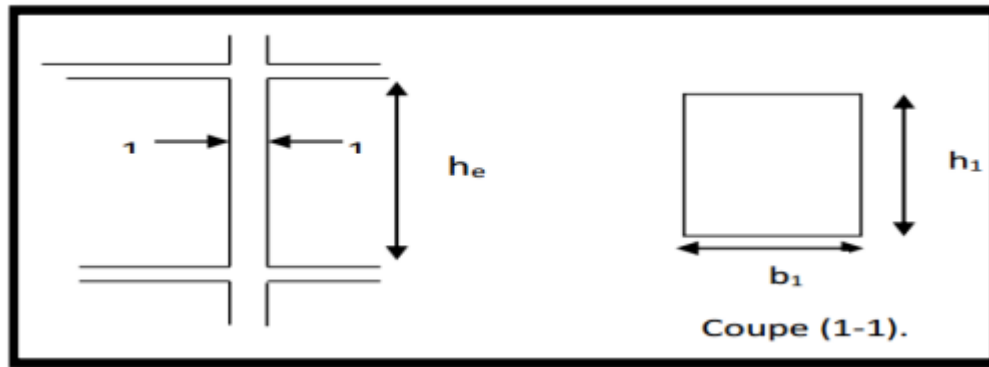


Fig II. 9: Coupe 1-1 de section de poteau.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA2003, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique II :

✓ **Les conditions de RPA2024 :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois (cf. Figure (7.1)).

Les dés de calage sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (cf. Figure (7.1)):

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$: en zones I, II et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$: en zones IV, V et VI
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq l_{cl} / 20$: quelle que soit la zone
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$: quelle que soit la zone
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$: quelle que soit la zone

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$: en zones I, II et III	RDC : $\text{Min}(45; 45) \geq 25 \text{ cm}$ Etage : $\text{Min}(45; 45) \geq 25 \text{ cm}$	cv
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq l_{cl}/20$: quelle que soit la zone	RDC : $\text{Min}(45; 45) \geq 375/20 = 18.75$ Etage : $\text{Min}(45; 45) \geq 275/20 = 13.75$	cv
$1/4 < b_1/h_1 < 4$	RDC : $0.2 < 1 < 4$ Etage : $0.2 < 1 < 4$	cv
Choisit poteau :	45 x 45 cm²	

II.1.2.3 Prédimensionnement des voiles :

- On considère comme voile l'élément satisfaisant à la condition :

$$L \geq \max \left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1m \right)$$

Avec :

L : Longueur du voile.

h_e :Hauteur d'étage libre

b_w : Epaisseur minimal avec $b_w \geq \max(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20})$

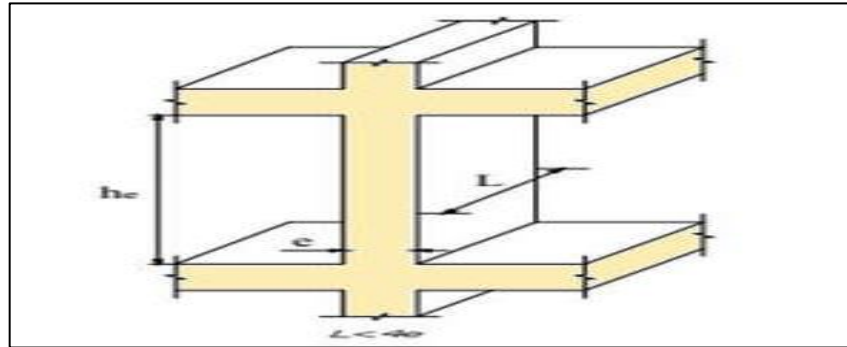


Figure II .10 : Coupe de voile en élévation

Tableau II . 4. Prédimensionnement des voiles de RDC

	Conditions	Epaisseur
$h_e = 425 - 50 = 405 \text{ cm}$	$b_w \geq 15 \text{ cm}$ $b_w \geq \frac{h_e}{20} = \frac{405}{20} = 20.25 \text{ cm}$ $L \geq 4 \times 25 = 100 \text{ cm.}$	$b_w = 25 \text{ cm.}$ $L = 100 \text{ cm}$

Tableau II.5. Prédimensionnement des voiles d'étage courant

	Conditions	Epaisseur
$h_e = 320 - 50 = 270 \text{ cm}$	$b_w \geq 15 \text{ cm}$ $b_w \geq \frac{h_e}{20} = \frac{270}{20} = 13.50 \text{ cm}$ $L \geq 4 \times 25 = 80 \text{ cm.}$	$b_w = 25 \text{ cm.}$ $L = 100 \text{ cm}$

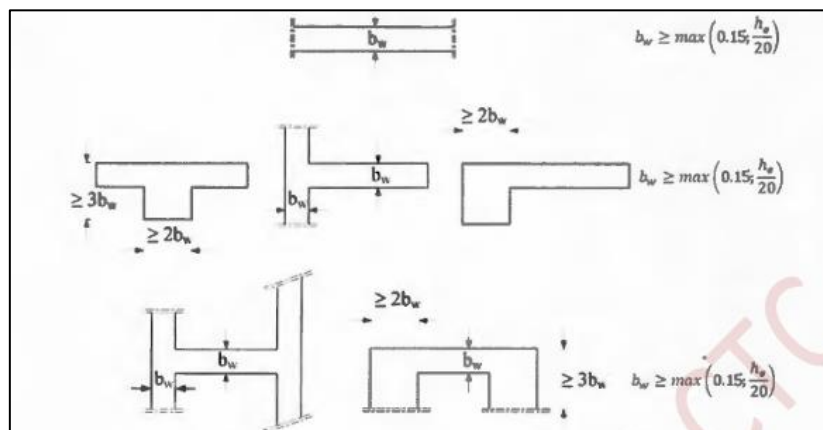


Figure II.11. Coupe de voile en plan

II.2 Détermination des charges et sur charges (DTRB.C.2-2):

Pour pré dimensionner les éléments (planchers ,acrotères ,poteaux....),on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

II.2.1 Charges permanentes:

II.2.1.1 Plancher «terrasse» :

On a, la charge $G = \rho \times e$

ρ :Poids volumique

E : l'épaisseur de l'élément d'où le tableau suivant :

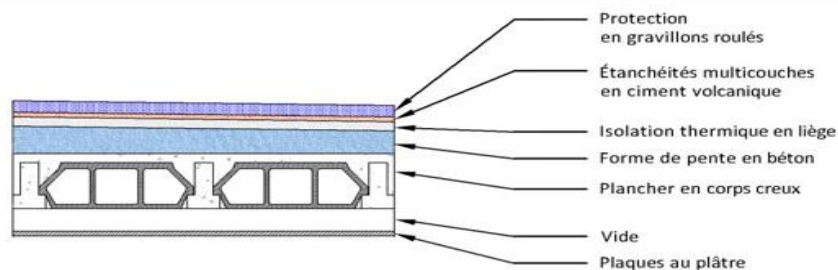


Figure II-12. Eléments constituant le «plancher-terrasse».

Tableau II . 6. Charge de plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyrène	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle en corps creux	(16+4)	2.85	2.85
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G=	5.51

II.2.1.2 Plancher étage –courant:

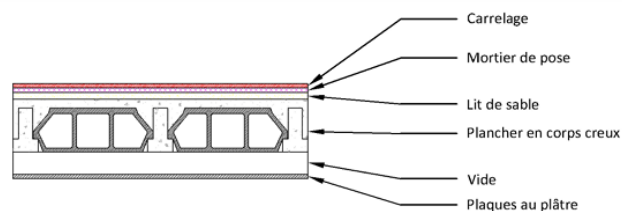


Figure II.13.Eléments constituant le plancher «étage-courant»

Tableau II . 7. Charge de plancher étage

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux	0.20	14.25	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparation interne	0.10	9	0.90
			G=	5.15

II.2.1.3 Dalle pleine:

Tableau II . 8. Charge de dalle plien

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit en mortier ciment	0.02	22	0.44
			G=	5.39

II.2.1.4 L'escalier :**Volée (Paillasse) :**

Tab II.9: Evaluation des charges « G » des volée des escaliers

N	Couche	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m3)	G(kN/m²)
01	Carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Lite de sable	0.02	18	0.36
04	Poids des marches	0.17/2	25	2.13
05	Poids propre de la paillasse	0.15	25	$(25 \times 0,15) / \cos 32,52^\circ = 4.44$
06	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
07	Carde corps métallique	/	/	0.10
La charge permanente G				G=8.23Kn/m²

Paliers Des Escaliers :

Tab II.10 : Evaluation des charges « G » de paliers

N	Couche	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN /m3)	G(kN/m²)
01	Carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Lite de sable	0.02	18	0.36

04	Poids propre de palier	0.15	25	3.75
05	Enduit ciment	0.02	20	0.4
La charge permanente G				G=5.31kN/m ²

II.2.1.5 Maçonnerie :

Murs extérieurs :

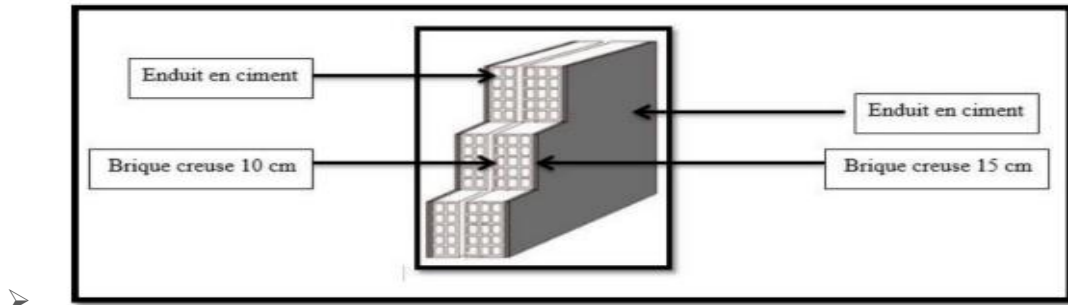


Figure II-14. Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II . 11. Charge de mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Briques creuses	0.1	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	-	0.05
4	Briques creuses	0.1	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G=	2.49

Murs intérieurs:

Tableau II . 12. Charge de mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Charges (KN/m2)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
			G=	1.30

II.2.1.6 L'acrotère:

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit:

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - \frac{0,03 \times 0,15}{2}$$

$$S = 0,07275 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = \rho \times S$$

$$G_{ac} = 0,07275 \times 25 = 1,819 \text{ KN/m}$$

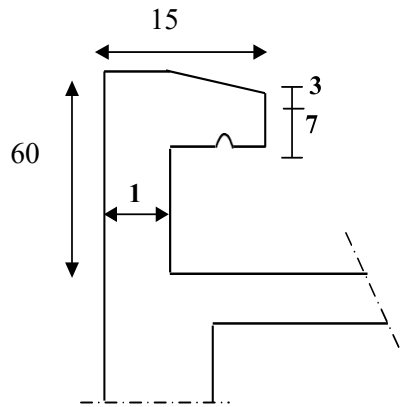


Figure II-15: Coupe verticale de l'acrotère.

II.2.2 Surcharges d'exploitations:

Tableau II . 13. Charge d'exploitation

Eléments	Surcharges KN/m2
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant (habitation)	1.50
balcons	3.50
Les escaliers	2.50
Acrotère	1.00

II.3 Calcul de la descente de charge :

II.3.1 Introduction:

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à Un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

II.3.2 Rôle de descente de charge :

Loi de dégression : (D.T.R.B.C article 6.3)

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement. Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

Loi de dégression des charges : (D.T.R.B.C.2.2; A: 6.3) On adoptera pour le calcul :

Sous terrasse Q_0 .

Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.

Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous le troisième étage $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le quatrième étage $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0 + \frac{3+n}{2} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$.

Q_0	(0)	Q_0
Q_1	(1)	$Q_0 + Q_1$
Q_2	(2)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Q_3	(3)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Q_4	(4)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Q_5	(5)	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Q_6	(6)	
Q_7	(7)	étage $n : Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) (Q_1 + Q_2 \dots Q_n)$
Q_8	(8)	
Q_9	(9)	
Q_{10}		

**TABLEAU DE DÉGRESSION
DES SURCHARGES**

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour la toiture ou terrasse : Q_0

Pour le dernier étage : Q

Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$

Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Le but de descente des charges est une vérification de la dimension des poteaux.

II.3.3 Descente des charges sur les poteaux :

➤ Poteau 1 : Axe 5-D

	L	L/2
X1	4.51	2.26
X2	3.1	1.55
Y1	5.2	2.60
Y2	3.55	1.78
$SG = ((x1+x2)/2) * ((y1+y2)/2)$	16.65	m ²
$SQ = ((x1+x2+a)/2) * ((y1+y2+b)/2)$	19.19	m ²

Tableau II . 14. Descente de charge sur poteau

Niv	Eléments	G(KN)									
1-1	PLANCHER	5.77	×	16.65							96.05
	P. principal	2.60	+	1.78	×	0.30	×	0.50	×	25	17.31
	P.secondeaire	2.26	+	1.55	×	0.30	×	0.30	×	25	7.86
2-2	Poteau	0.45	×	0.45	×	3.75	×	25			18.98
Total	140.21										

3-3	PLANCHER	5.77	×	16.65							96.05
	P. principal	2.60	+	1.78	×	0.30	×	0.50	×	25	17.31
	P.secondeaire	2.26	+	1.55	×	0.30	×	0.30	×	25	7.86
4-4	Poteau	0.45	×	0.45	×	2.95	×	25			14.93
Total	276.36										
5-5	PLANCHER	5.77	×	16.65							96.05
	P. principal	2.60	+	1.78	×	0.30	×	0.50	×	25	17.31
	P.secondeaire	2.26	+	1.55	×	0.30	×	0.30	×	25	7.86
6-6	Poteau	0.45	×	0.45	×	2.95	×	25			14.93
Total	412.52										
5-5	PLANCHER	5.77	×	16.65							96.05
	P. principal	2.60	+	1.78	×	0.30	×	0.50	×	25	17.31
	P.secondeaire	2.26	+	1.55	×	0.30	×	0.30	×	25	7.86
7-7	Poteau	0.45	×	0.45	×	2.95	×	25			14.93
Total	548.68										
8-8	PLANCHER	5.77	×	16.65							96.05
	P. principal	2.60	+	1.78	×	0.30	×	0.50	×	25	17.31
	P.secondeaire	2.26	+	1.55	×	0.30	×	0.30	×	25	7.86
9-9	Poteau	0.45	×	0.45	×	2.95	×	25			14.93
Total	684.84										

$$\begin{aligned}
Q_0 &: & Q_0 &= 1.00 \\
Q_1 &: & Q_0+Q_1 &= 2.50 \\
Q_2 &: & Q_0+0.95(Q_1+Q_2) &= 3.375 \\
Q_3 &: & Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3) &= 4.038 \\
Q_4 &: & Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) &= 4.432 \\
Q_5 &: & Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) &= 4.546 \\
Q &= \Sigma Q \cdot S_q & 19.19 & \times 19.89 = 381.70
\end{aligned}$$

Détermination l'effort normale :

$$NU = 1.35 G + 1.5Q = 1497.09 \text{ KN}$$

a) Vérification de la section de poteau selon BAEL91 (B.8.4,1) :

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$Nu \leq \bar{N}u = \alpha \frac{Br \times F_{c28}}{0.9 \lambda b} + A \frac{f_e}{\lambda_s}$$

Avec :

- Nu : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

- α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique = 0.77
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle

❖ **Vérification de stabilité de forme (flambement) :**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

λ : l'élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement

$l_0 = h_e$: la hauteur d'étage

B : section des poteaux: ($B = a^2$)

I : moment d'inertie du poteau: $I = a^4/12$ (cas de poteaux carrés).

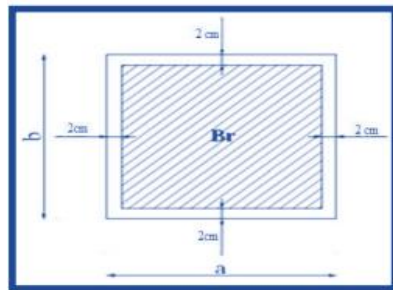
i : Rayon de giration minimal : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$$i = \sqrt{\frac{a^4}{12 \cdot a^2}} = 12.99$$

$$\lambda = \frac{0.7 l_0}{i} = 22.90 \leq 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Si : } \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.78$$

Pas de risque de flambement.



D'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a-0,02) (b-0,02)$) m2

$$B_r = (45-2) (45-2) = 1849 \text{ cm}^2.$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RBA})$$

• **Selon BAEL91 (A.8.1,21) :**

$$A_{min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 \times b \times h}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 450}{100} = 405 \text{ mm}^2 \\ 4 \times 2 \frac{(b+h)}{100} = 4 \times 2 \frac{(450+450)}{100} = 72 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{BAEL} = 72 \text{ mm}^2$$

• **Selon RPA 2024:**

$$A_{min}^{RBA} = 0.8 \%B \text{ (zone II)}$$

$$A_{min}^{RBA} = \frac{0.008 \times (450 \times 450)}{100} = 162 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (72 ; 162) = 72 \text{ mm}^2$$

Donc :

b) Dimensionnement des poteaux :RPA 2024(ART 7.4.3.1) :

Br	α	fc28	λb	A	fe	λs	$N\bar{u}$	Nu	condition
1849	0.78	25	1.2	72	400	1.15	66800.9	1497.09	cv

Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.35$$

- Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant
- Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.
- fc28 : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

Donc : on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA2024:

Nd	Bc	fc28	V	0.35	condition
168089.86	202500	25	0.033	0.35	cv

Chapitre III

***· Calcul Des Éléments
Secondaire***

III-1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre nous allons calculons et étudier les éléments secondaires (Plancher, Acrotère, Balcon et escalier...).

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 2024** .

III-2 Etude Plancher :

III-2-1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

Plancher à corps creux (16 + 5) pour tous les étages :

$$\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{courps creux} \\ 5 \text{ cm} : \text{dalle de compresion} \end{cases}$$

III-2-2 Calcul des planchers (Charge permanente et surcharge) :

- **Plancher étage terrasse (inaccessible)**

$$G = 6.93 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Plancher étage courant**

$$G = 5.76 \text{ KN/m}^2$$

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

- **Plancher Commerce :**

$$G = 5.76 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.67$$

$$P_S = (G + Q) \times 0.67$$

Tab III.1 : Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

Plancher	G KN/m ²	Q KN/m ²	q _u KN/m	q _s KN/ml
Terrasse inaccessible	6.38	1.00	6.75	4.93
Etage courant	5.11	1.50	5.95	4.29

III-2-3 Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a 1 type de poutrelle :

- Poutre repose sur 6 appuis

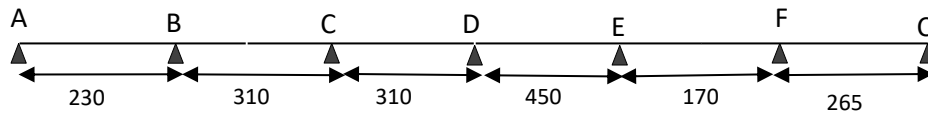


Fig. III.1. Les types des planchers

III-2-4 La méthode de calcul de poutrelles :

La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

a. **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

*** condition 1:**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m²

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5\text{KN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 5.10 = 10.2 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \{10.2, 5\} \Rightarrow \text{(conditions vérifiée).}$$

*** condition 2:**

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

$\Rightarrow$ (Condition est vérifiée)

*** condition 3 :**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{230}{310} = 0.74$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{310}{310} = 1$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{310}{450} = 0.69$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{450}{170} = 2.65$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{170}{265} = 0.64$$

=> (Condition non vérifiée)

*** condition 4 :**

La fissuration est non préjudiciable => (Condition vérifiée).

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs, donc on fait appel à la méthode de caquot.

1. Calcul des moments :

Calcul des moments

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

Valeurs minimales des moments M_t , M_e et M_w pour chaque travée

a. Calcul des moments en appui :

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0.6 M_0 pour une poutre à deux travées,
- 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

b. Calcul des moments en travées :

$M_t \geq (1 + 0.3 \alpha)M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire,

$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha)M_0 / 2$ dans une travée de rive.

➤ Les moments en appui :

- 0.2 M_0 pour appui de rive
- 0.5 M_0 pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- 0.4 M_0 pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)



Fig. III.2. diagramme de moment (type1).

➤ Les moments en travée :

Evaluation des moments

- Moment sur appuis : $M_{app} = - \frac{ql^3 + qle^2}{8.5(Lw + Le)}$

Principe de calcul de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

➤ **TYPE 1 : Etude de plancher terrasse :**

✓ **A L'E.L.U :**

Tab III.2 : Etude de plancher terrasse ELU

TRAVEE	1	2	3	4	5	6
L	2.30	3.10	3.10	4.50	1.70	2.65
L':1L;0.8L	2.30	2.48	2.48	3.60	1.36	2.65
G	6.38	6.38	6.38	6.38	6.38	6.38
Q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q _{elu} : (1.35G+1.5Q)*b	6.57	6.57	6.57	6.57	6.57	6.57
M ₀ = ql ² /8	4.35	5.05	5.05	10.65	1.52	5.77
Ma = (pw.l'w ³ +pe.l'e ³)/8.5(lw'+le')	0.87	2.53	2.02	4.26	0.76	1.15
Mt = (ql ² /8)(Mw+Me)/2+(M-Me) ² /2ql ²	2.69	2.78	1.98	8.21	0.57	5.21
Tw = (Mw+Me/L)+(PL/2)	9.04	9.99	10.68	13.23	5.88	9.15
Te = (Mw+Me/L)-(PL/2)	-19.49	-19.14	-18.44	-19.58	-19.56	-20.53
x	1.26	1.21	1.38	1.65	0.72	1.26

✓ **A L'E.L.S :**

Tab III.3 : Etude de plancher terrasse L'ELS

TRAVEE	1	2	3	4	5	6
L	2.30	3.10	3.10	4.50	1.70	2.65
L':1L;0.8L	2.30	2.48	2.48	3.60	1.36	2.65
G	6.38	6.38	6.38	6.38	6.38	6.38
Q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
q _{els} : (G+Q)*b	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80
M ₀ = ql ² /8	3.17	3.69	3.69	7.77	1.11	4.21
Ma = (pw.l'w ³ +pe.l'e ³)/8.5(lw'+le')	0.63	1.84	1.48	3.11	0.55	0.84
Mt = (ql ² /8)(Mw+Me)/2+(M-Me) ² /2ql ²	1.96	2.03	1.44	5.99	0.42	3.80
Tw = (Mw+Me/L)+(PL/2)	6.59	7.29	7.80	9.65	4.29	6.67
Te = (Mw+Me/L)-(PL/2)	-14.22	-13.96	-13.45	-14.28	-14.28	-14.98
x	1.26	1.21	1.38	1.65	0.72	1.26

➤ **TYPE 2 : Etude de plancher étage courant :**

✓ **A L'E.L.U :**

Tab III.4 : Etude de plancher étage courant L'ELU

TRAVEE	2.30	3.10	3.10	4.50	1.70	2.65
--------	------	------	------	------	------	------

L	2.30	2.48	2.48	3.60	1.36	2.65
L':1L;0.8L	5.11	5.11	5.11	5.11	5.11	5.11
G	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Q	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95	5.95
qelu : (1.35G+1.5Q)*b	3.93	4.57	4.57	9.63	1.37	5.22
M0 = ql ² /8	0.79	2.29	1.83	3.85	0.69	1.04
Ma = (pw.l'w ³ +pe.l'e ³)/8.5(lw'+le')	2.43	2.52	1.79	7.43	0.51	4.71
Mt = (ql ² /8)(Mw+Me)/2+(M-Me) ² /2ql ²	8.17	9.03	9.66	11.97	5.32	8.27
Tw = (Mw+Me/L)+(PL/2)	-13.86	-13.53	-12.90	-13.93	-13.92	-14.80
Te = (Mw+Me/L)-(PL/2)	1.26	1.21	1.38	1.65	0.72	1.26
x	2.30	3.10	3.10	4.50	1.70	2.65

✓ A L'E.L.S :

Tab III.5 : Etude de plancher étage courant L'ELS

TRAVEE	1	2	3	4	5	6
L	2.30	3.10	3.10	4.50	1.70	2.65
L':1L;0.8L	2.30	2.48	2.48	3.60	1.36	2.65
G	5.11	5.11	5.11	5.11	5.11	5.11
Q	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
qels : (G+Q)*b	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30	4.30
M0 = ql ² /8	2.84	3.30	3.30	6.96	0.99	3.77
Ma = (pw.l'w ³ +pe.l'e ³)/8.5(lw'+le')	0.57	1.65	1.32	2.78	0.50	0.75
Mt = (ql ² /8)(Mw+Me)/2+(M-Me) ² /2ql ²	1.76	1.82	1.29	5.37	0.37	3.40
Tw = (Mw+Me/L)+(PL/2)	5.91	6.53	6.98	8.65	3.84	5.98
Te = (Mw+Me/L)-(PL/2)	-10.01	-9.78	-9.32	-10.07	-10.06	-10.69
x	1.26	1.21	1.38	1.65	0.72	1.26

2. Calcul du ferrailage :

niveau	ELU			ELS	
	Mamax (KN.m)	Mt max (KN.m)	V max (KN)	Ma max (KN.m)	Mt max (KN.m)
terrasse	4.26	8.21	13.23	6.23	8.72
courants	3.85	7.43	11.97	5.7	7.98
Max	2.86	11.28	13.46	6.23	8.72

6.1. Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

• L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\varphi}{2}$$

* $c_0 \geq 1cm$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$* \varphi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2cm$$

$$\Rightarrow c_0 = 1cm. \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2cm$$

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ h = 21 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \\ d = 18.9 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

6.2. Calcul des armatures longitudinales :

• E.L.U

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

❖ Tableau Récapitulatif Des Résultats :

MU	role	TRAVEE	APPUIS	
		8.21	4.26	Kn.m
σ_b'	$0,85.f_{c28}/\sigma_b$	14.17	14.17	MPA
μ	$Mu/b \cdot d^2 \cdot \sigma_b'$	0.025	0.013	/
Ml	/	0.392	0.392	/
$\mu \leq \mu_l$	/	OUI	OUI	/
A'	/	0	0	cm ²
α	$1.25(1 - \sqrt{2\mu})$	0.0316	0.0163	/
β	$(1 - 0,4 \alpha)$	0.9874	0.9935	/
Σs	Fe/ γ_s	348	348	MPA
Au	$Mu/\sigma_b \cdot \beta \cdot d$	1.99	1.03	Cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23 b d \cdot f_{tj}/401$	0.07	0.94	Cm ²
Pourcentage minimale	$A_{min} \geq 0.001 x b x h$	1.365	0.105	Cm ²
Amax		1.99	1.03	
Aadp	/	3.39	2.26	Cm ²
Choix des barres	/	3HA12	2HA12	/
St	$\leq \min(3h; 33 \text{ cm})$	33	33	Cm
St adp	/	15	15	Cm

6.3. Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{bY_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$D = 15 \frac{A}{b} \quad E = 2 D \cdot d$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} ; \quad \alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} ; K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{AB_1 d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

Elements	A	b	d	D	E
sur appuis	2.26	65	18.9	0.52	2.09
sur travée	3.39	65	18.9	0.78	7.82

Elements	M	γ1	α	β	K1	σs	σb
sur appuis	σs	101.54	133.14	400	cv	σs	101.54
sur travée	σb	6.96	6.54	15	cv	σb	6.96

Elements	sur appuis	sur travée	σ's	condition
σs	101.54	133.14	400	cv
σb	6.96	6.54	15	cv

6.4. Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{13.23 \times 1000}{120 \times 170} = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$V_u^{\max}$	b0	d	τu	τ'u	condition
13.23	12	19	0.58	3.33	v

6.5. Diamètre minimale Φ : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35} ; \varphi_l ; \frac{b_0}{10} \right).$$

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}, \varphi_l, \frac{b_0}{10} \right) = \left(\frac{210}{35}, 12, \frac{120}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \varphi_t \leq \min (5.71, 12, 12)$$

Soit $\varphi_t = 6 \text{ mm}$.

Donc en adopte des cadres $\varphi 6d$ où : $A_t = 2\varphi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

6.6. Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow \min(0.9 \times 18; 40cm) = 16.20 \text{ cm.}$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.90 \text{ cm.}$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{Avec } K = 1 (\text{en flexion simple})$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.20 \times 12 \times (0.7 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 119.60 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 16.20 \text{ cm}$$

On prend : $St = 15 \text{ cm.}$

6.7. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1 ,313)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

$$\text{Au maximum } a = 0.9d = 0.9 \times 18.9 = 17.01 \text{ cm}$$

$$V_u = 13230 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 12 \times 17.01 \times 2500}{1.5 \times 2} = 136080 \text{ N} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

$$\text{telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2. A = 226 \text{ mm}^2.$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.20 \times \frac{13230}{400} = 39.69 \text{ mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 \geq 39.69 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

$$h/L \geq 1/22.5 \quad 0.079 \geq 0.044 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$h/L \geq M_t/15.M_0 \quad 0.079 \geq 0.040 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$A/b_0.d \leq 3.6/f_e \quad 0.0028 \leq 0.009 \dots \dots \dots \text{cv}$$

1. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE500 $f_e = 500 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 60 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 60) / 500 = 0.48 \text{ cm}^2$$

On adapte $5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$

***Espacement :** n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

***Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

On adopte $3\text{Ø}6 = 0.59 \text{ cm}^2$

***Espacement :**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

III-2-5 Présentation du ferrailage :

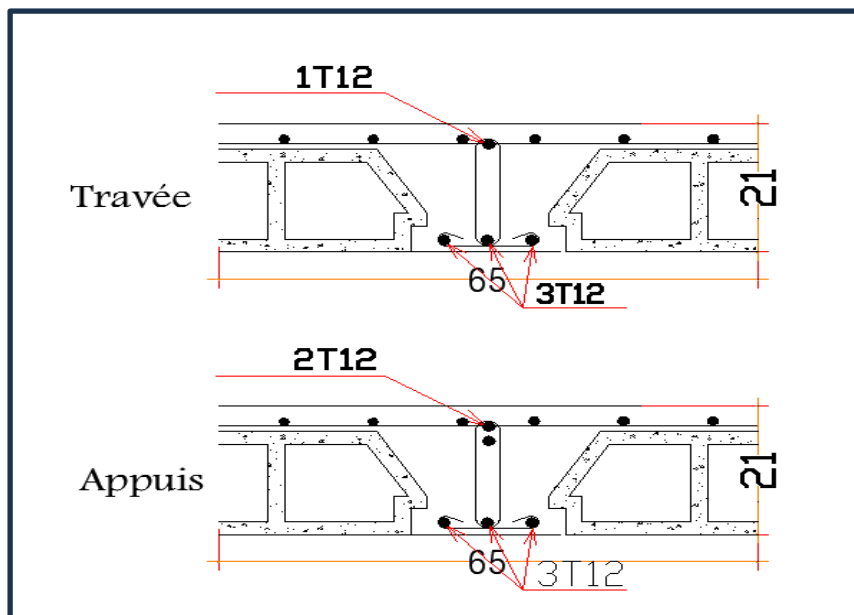


Fig. III.3.ferrailage PLANCHER .

III-3 Etude de l'acrotère :

III-3-1 Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicitée par:

*Un effort normal (G) dû à son poids propre,

*Un effort horizontal (Q) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (M) .

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

III-3-2 Dimensions de l'acrotère :

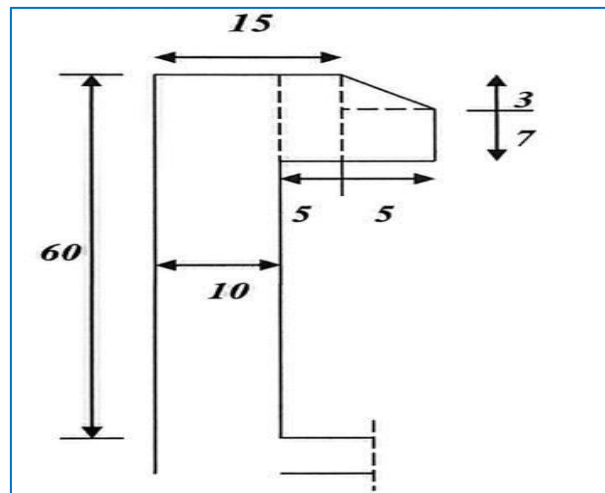


Figure III.4 : Coupe verticale de l'acrotère

III-3-3 Schéma statique :

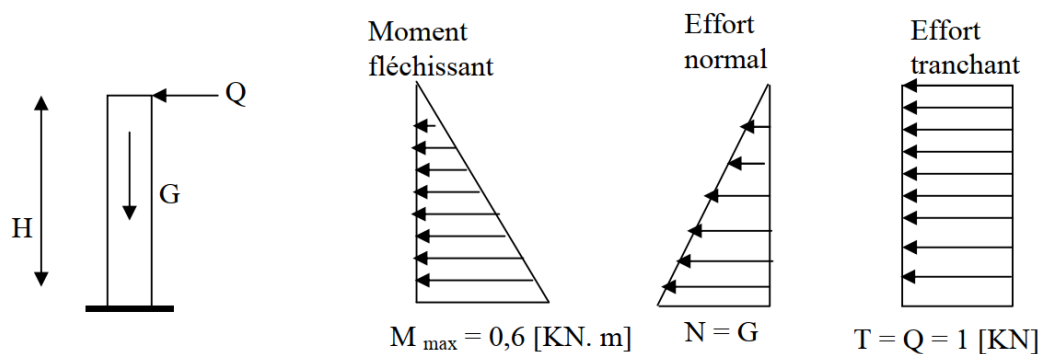


Figure III.5 : schéma statique acrotère

III-3-4 Détermination des sollicitations :

$$G = 25 \times ((0,60 \times 0,10) + (0,15 \times 0,10) + (0,15 \times 0,10) + ((0,03 \times 0,15) / 2))$$

$$G = 1,82 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,82 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation: $Q = 1,00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,71 \text{ KN}$

Effort tranchant: $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0,60 \text{ KNm}$

1. Combinaison des charges:

* **A l'ELU:**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,819 = 2,455 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ K Nm}$$

* **A l'ELS:**

$$N_s = 1,819 \text{ KN} \quad M_s = 0,60 \text{ K Nm}$$

2. Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire; pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et c' : Enrobage : 2 cm

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **C.D.G** des armatures tendues.

3. Calcul des armatures à l'ELU:

* **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,455} = 36,65 \text{ cm} \approx 37 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C < e_u \rightarrow \text{le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par}$$

les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

D'onc , l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M), puis en flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée .

4. Calcul en flexion simple :

* **Moment fictive :**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - C \right) = 2,455 \times \left(0,37 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,982 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = M_f / b d^2 \times f_{bu}$$

$$\mu_u = 0.982 \times 10^3 / 100 \times 8^2 \times 14.2 = 0.0108$$

Avec : $f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta_\gamma = 0.85 \times 25 / 1 \times 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée donc $A_{sc} = 0$

$$\mu_u = 0.0108 \rightarrow \beta = 0.995$$

*** Armature fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}}$$

$$A_f = \frac{0.982 \times 10^5}{0.995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée ;**

La section réelle des armatures est ; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.455 \times 10^3}{348 \times 10^2}$

5. Vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité :(Art .A.4.2.1/BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28} e_s - 0.455d}{f_e e_s - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{33 - 0.455 \times 8}{33 - 0.185 \times 8} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.330 \text{ m}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.006 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU , donc on adoptera : $A_{min} = A_s = 0.90 \text{ cm}^2$

Soit : $A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 2.51 / 4 = 0.62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60 cm de hauteur.

b) vérification au cisaillement :(BAEL91 art 5.1.1)

$$\overline{\tau_u} = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ avec ; } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa } \overline{\tau_u} < \tau_u \text{ (condition vérifiée)}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres:(art A.6.1.1,3 BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 5,1 \times 1,2 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{0.9d \sum u_i} \text{ avec : } \sum u_i \text{ sommes des périmètres utiles des barres .}$$

$$\sum u_i = 5\pi\phi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 125.6} = 0.17 \text{ MPa} \longrightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ (condition vérifier)}$$

d) longueur de scellement droit (BAEI 91 art 1.2.2) :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32. \text{ Cm}$$

6.1. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; \max \{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

n=1.6 ; fissuration préjudiciable , (acier HA) $\phi \geq 6 \text{ mm}$

On a ; L_c : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section .

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s = 10/2 - 33 = -28 \text{ cm}$$

En se basant sur la figure IV-2 On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de Y . $Y^3 + pY + q = 0$(*)

$$P = -3L_c^2 - 90 A_{sc} \frac{L_c - d'}{b} + 90 A_{st} \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$P = -3(-28)^2 - 90 (2.51) \frac{-28-6}{100} + 90(2.51) \frac{(8+28)}{100}$$

$$P = -2193.87$$

$$q = -2L_c^3 - 90 A_{sc} \frac{(L_c - d')^2}{b} - 90 A_{st} \frac{(d - L_c)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90 \times (2.51) \frac{(-28-6)^2}{100} - 90(2.51) \frac{(8-28)^2}{100}$$

$$q = 38364.93$$

$$(*) \longrightarrow Y^3 + pY + q = 0$$

$$(*) \longrightarrow Y^3 + (-2193.87)Y + (38364.93) = 0$$

Par utilisation du logiciel Matlab à l'aide de la fonction (solve) on obtient les racines suivantes de l'équation (*) :

$$y_1 = 30.78$$

$$y_2 = -53.90$$

$$y_3 = 23.12$$

Condition ; $0 < y_{ser} < d$

$$y_{ser} = y + L_c$$

$$y^1_{ser} = 30.78 - 28 = 2.78 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{oui}$$

$$y^2_{ser} = -53.90 - 28 = -81.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y^3_{ser} = 23.12 - 28 = -4.88 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non}$$

$$y_{ser} = y^1_{ser} = 2.78 \text{ cm} ; \text{ avec } y = y_{ser} - L_c$$

$$y = 28 + 2.78 = 30.78 \text{ cm.}$$

calculons l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + n \left[A_{st} (d - y_{ser})^2 + A_{sc} (y_{ser} - d')^2 \right]; n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \text{coefficient d'équivalence}$$

$$I = \frac{100 \times 2.78^3}{3} + 15 \left[2.51 (8 - 2.78)^2 + 2.51 (2.78 - 6)^2 \right]$$

$$I = 2132.43 \text{ cm}^4$$

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_{ser} N_{ser}}{I} = \frac{0.3078 \times 1.819 \times 10^3}{2132.43 \times 10^{-8}} \times 2.78 \times 10^{-2} \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma_{bc} = 0.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

b) Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \text{ (déjà calculée)}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \frac{N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{0.3078 \times 1.819 \times 10^3}{2132.43 \times 10^{-8}} (0.08 - 2.78 \times 10^{-2} \times 10^{-6})$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification de l'écartement dans les barres :**

armature vertical :

$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

armature de répartition :

$$St \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

➤ **Vérification au flambement :**

calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I}} \sqrt{A}$$

Avec :

λ : élancement de l'élément.

L_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2L_0 + 2H = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.2 \times \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

$$\lambda \leq \max [50 ; \min (\frac{67.e_u}{h}, 100)] = \max [50 ; \min (247.9 , 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 , 100) = 100 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA2024.art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \cdot C_p \cdot W_p$$

A ; coefficient d'accélération de zone dans notre cas (zone II.a ; groupe d'usage2)

$$A = 0.15$$

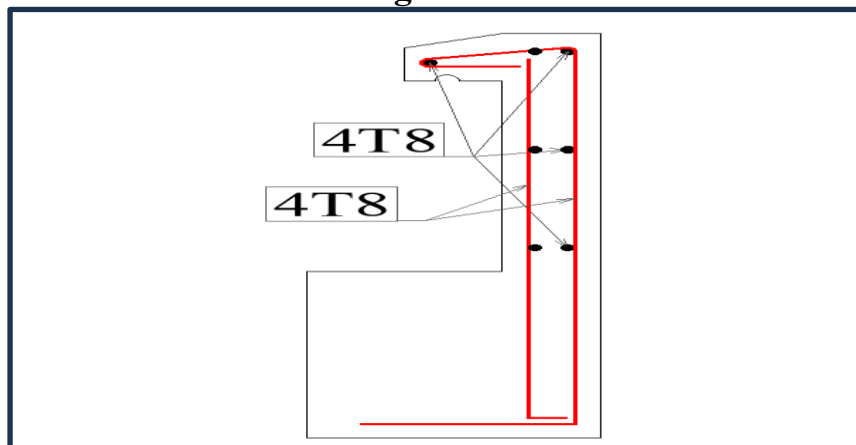
(RPA2024.art 4.2.3 tableau 4-1) :

C_p : facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

W_p : poids de l'acrotère = 1.819 KN/ml

$$D'ou : F_p = 4 \times 0.15 \cdot 0.8 \cdot 1.819 = 0.873 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

III-3-5 .Présentation du ferrailage :



Fic III.6 :Ferrailage Acrotère

III-4 L'escalier :

- ✓ Le calcul des armatures se fait pour une section rectangulaire d'une largeur de 1 m et d'une hauteur de 0,20 m ;
- ✓ La fissuration est peu nuisible ; puisque Les escaliers n'étant pas exposés aux intempéries.

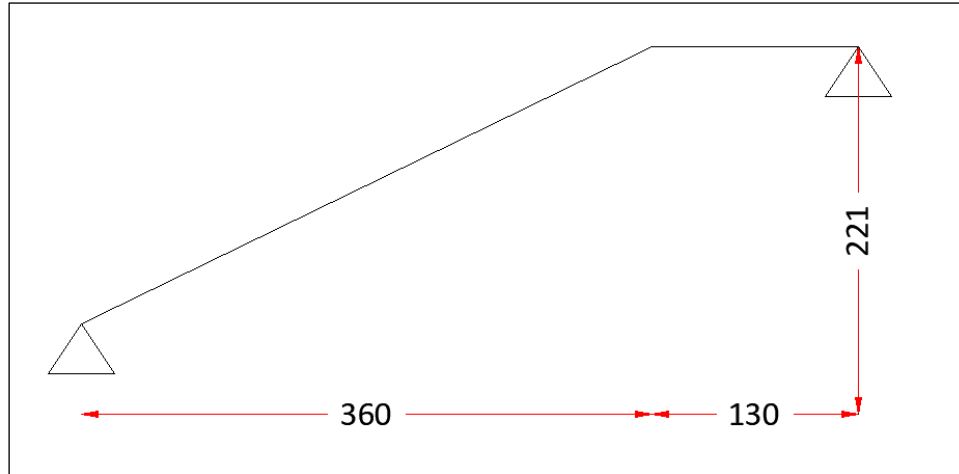


FIG. III.7: Schéma statique de l'escalier.

III-4-1 Combinaison d'action :

Evaluations des charges : **G,Q** Comme il est déjà calculer dans le **CHAPITRE**

II poids propre de l'escalire

$$\Rightarrow \text{ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : P_{\text{ser}} = G + Q$$

Elément	G(KN.mL).m	Q (KN.mL)	P_u (Kn/mL)	P_{ser} (Kn/mL)
Paillasse	5.94	2.5	11.77	8.44
Palier	4.59	2.5	9.95	7.09

III-4-2 Détermination des sollicitations :

Pour la méthode des charges équivalentes :

		ELU	ELS	Unité
La charge équivalente	$q_{\text{eq}} = S q_i \cdot L_i / S L_i$	11.23	8.04	Kn/ml
L'effort tranchant	$V_{\text{eq}} = q_{\text{eq}} \cdot L / 2$	26.38	18.89	Kn
Moment isostatique	$M_0 = q_{\text{eq}} \cdot L^2 / 8$	31.00	22.19	Kn..ml
	$M_a = 0,3 M_0$	9.30	6.66	Kn.m
	$M_t = 0,85 \cdot M_0$	26.35	18.87	Kn.m

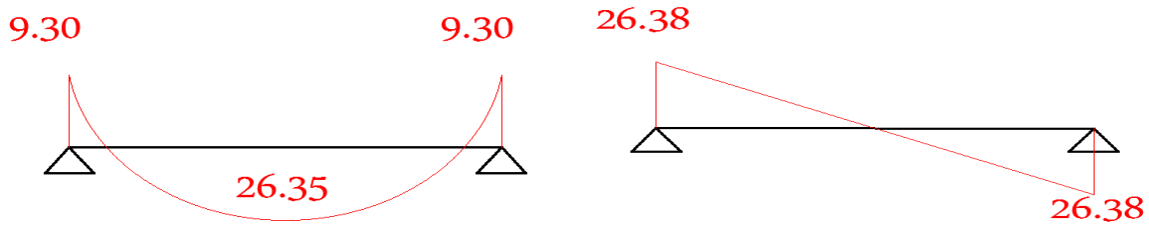
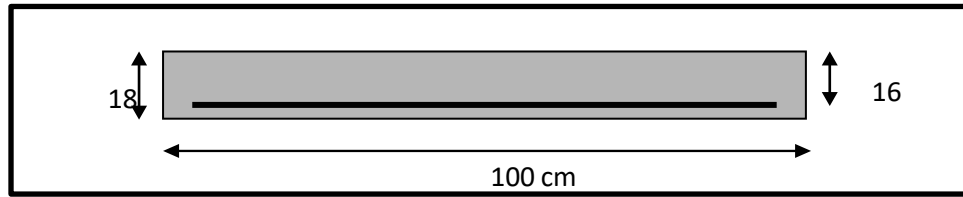


FIG.III.8. : Schéma de diagrammes des moments (M) et les efforts tranchants (T)

III-4-3 Calcul de ferrailage :

Pour une bande de 1 m



FIC III.9 : Section à ferriller.

$b=100$ cm

$h=15$ cm

$c=3$

$d=0.9 h = 13.5$ cm

.Armatures Longitudinales:

		TRAVÉE	APPUIS	
MU		26.35	9.30	Kn.m
σ_b'	$0.85.f_c28/gb$	14.2	14.2	MPa
μ	$Mu/b.d^2.\sigma_b'$	0.07	0.00	/
MI	/	0.392	0.392	/
$\mu < \mu_l$	/	OUI	OUI	/
A'	/	0	0	cm²
α	$1.25(1 - \sqrt{2\mu})$	0.0883	0.0045	/
β	$(1 - 0.4 \alpha)$	0.9647	0.9982	/
Σs	Fe/γ_s	349	348	MPa
Au	$Mu/\sigma_b.\beta.d$	5.51	1.98	Cm²
Aadp	/	7.96	5.65	Cm²
Choix des barres	/	5HA14	5HA12	/
St	$\leq \min(3h; 33 \text{ cm})$	33	33	Cm
St adp	/	15	15	Cm

✓ **Armatures transversales :**

Elément		Travée	Appuis	
A_t	$A_L / 4$	1.38	0.50	Cm²
Aadp	/	3.14	3.14	Cm²
Choix des barres	/	4T12	4T12	/

st	$\leq \min (4h; 45 \text{ cm})$	20	20	Cm
STadp	/	25	25	Cm

III-4-4 Vérifications :

Condition de non fragilité BAEL (art A.4.2) :

$$A_{\min} = 0,23.b_0.d.f_{t28}/f_c = \mathbf{1.63 \text{ cm}^2}$$

Pourcentage minimal BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} = 0.001.b.h = 1.50 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 1/ BAEL91)

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

$$\tau_u = V_u/b_0.d = 0.186 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

☒ **Condition à l'E.L.S :**

a-Vérification des contraintes dans le béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Appuis	9299.44	6658.37	1.40	0.0045	0.45	Vérifier
Travée	26348.42	18865.39	1.40	0.0883	0.45	Vérifier

Condition de flèche BAEL 91 (artB.6.5.1)

$$h/L \geq 1/16 \quad \mathbf{0.032} \geq \mathbf{0.0625} \quad \dots\dots\dots \mathbf{c..n.v}$$

$$h/L \geq M_t/10.M_0 \quad \mathbf{0.032} \geq \mathbf{0.085} \quad \dots\dots\dots \mathbf{c..n.v}$$

$$A/b_0.d \leq 4.2/f_c \quad \mathbf{0.0059} \leq \mathbf{0.0105} \quad \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$$

Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.3) (p : 107).

Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} - f_{gi} + f_{pi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L

1. **Position de centre de gravité de la section homogène :**

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

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = 7.94 \text{ cm}$$

$$Y'_G = h - Y_G = 7.06 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 6.44 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = 32106.47 \text{ cm}^4$$

3. Déformations instantanées :

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

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = 0.0059$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = 0.62$$

4. Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = 0.25$$

5. Calcul du moment fléchissant d'ELS :

$\left\{ \begin{array}{l} g : \text{c'est l'ensemble de la charge permanente.} \\ J : \text{charge permanente sans revêtement.} \\ p : \text{C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{(G_{pali} \times L_{pali}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{pali} + L_{paillasse}}$$

$$j = \frac{(G_{dalle plie} \times L_{pali}) + ((\text{poid paillasse}) \times L_{paillasse})}{L_{pali} + L_{paillasse}}$$

- $g = 5537.87 \text{ N/ml}$
- $j = 10780.55 \text{ N/ml}$
- $\rho = g + Q = 16318.43 \text{ N/ml}$

- $M_g = g.L^2/8 = 15291.45 \text{ n.m}$
- $M_j = j.L^2/8 = 29767.80 \text{ n.m}$
- $M_p = P.L^2/8 = 45059.25 \text{ n.m}$

1.1.1. Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.0059 = 0.59$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.59 \Rightarrow \beta_1 = 0.76$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = 188.98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = 367.88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = 556.86 \text{ Mpa}$$

6. Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 0.44$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 0.66$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 0.76$$

Donc :

$I_{fv}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g)$	30869.01	cm ⁴
$I_{fi}^g = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g)$	26928.40	cm ⁴
$I_{fv}^j = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j)$	23305.77	cm ⁴
$I_{fv}^p = (1,1I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p)$	28798.29	cm ⁴

1.1.2. Calcule de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21)}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.22)}$$

- $f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = 1.01 \text{ cm}$

- $f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = 0.39 \text{ cm}$
- $f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^j} = 2.61 \text{ cm}$
- $f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^p} = 1.07 \text{ cm}$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.91 \text{ cm} < f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{485}{500} = 1.44 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III-4-5 Présentation du ferrailage :

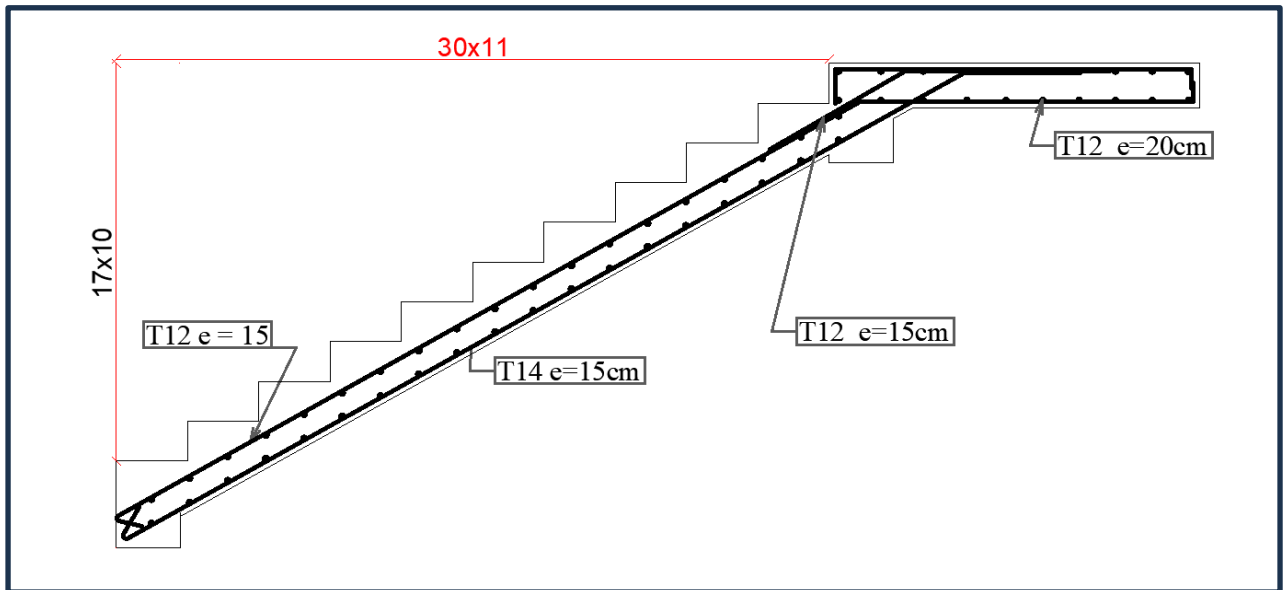


FIG. III.10 : Schéma statique de l'escalier.

III-5 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion

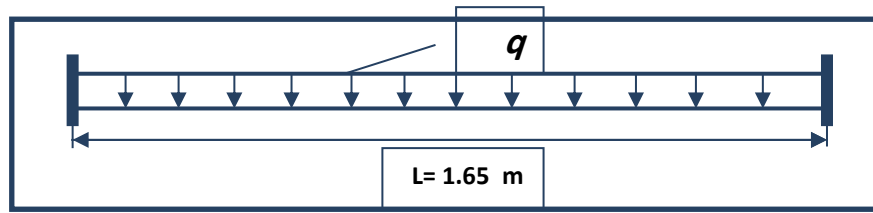


FIG III .11 : Schéma statique de Poutre palière

III-5-1 Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow l = 165 \text{ cm.}$$

$$11 \leq h \leq 16.5$$

on prend $h = 30 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

$$9 \leq b \leq 18$$

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

III-5-2 Vérification des conditions de le RPA2024 :

1) $b \geq 25 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$

2) $h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{c.v})$

3) $\frac{h}{b} \leq 4$ $30/30 = 1 \leq 4 \dots\dots\dots(\text{c.v})$

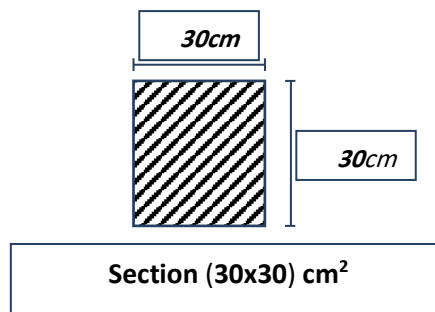


FIG III .12 : Dimensionnement De Poutre Palière

III-5-3 Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.3 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

Poids de palier : $p_1 = 5.31 \text{ KN/ml}$

Poids de la paillasse : $p_2 = 8.23 + 2.25 = 10.48 \text{ KN/ml}$

III-5-4 Combinaison d'action :

Les charges permanentes : $G = g + p_1 + p_2 = 16.18 \text{ KN/ml}$

La surcharge : $Q = 2.5 \times 0.30 = 0.75 \text{ KN/ml}$

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$

ELS : $P_s = G + Q$

G	Q	Pu	Pser
15.03	0.75	21.42	15.78

III-5-5 Détermination des sollicitations :

Sollicitations	Reg	ELU	ELS	Unité
La charge	P	21.42	15.78	Kn/ml
L'effort tranchant	$V = P.L/2$	32.12	23.67	Kn
Moment isostatique	$M_0 = P.L^2/8$	24.09	17.75	Kn.m
	$M_a = 0.3M_0$	7.23	5.33	Kn.m
	$M_t = 0.85.M_0$	20.48	15.09	Kn.m

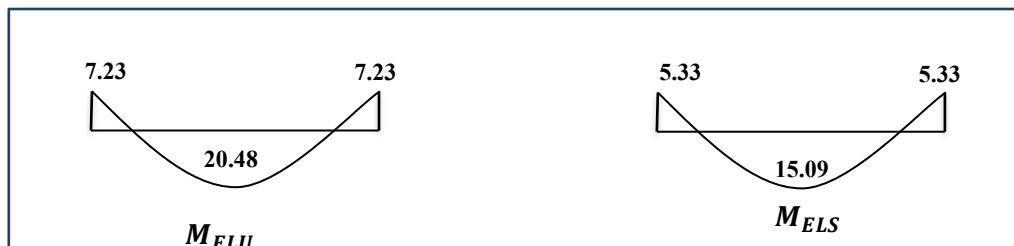


FIG.III.13: Diagramme de moment.

III-5-6 Calcul de ferrailage:

- Calcul de la poutre flexion simple :

L'enrobage:

$c = 3 \text{ cm}$

$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

- Armatures Longitudinales:

		TRAVEE	APPUIS	
MU		6.19	2.19	Kn.m
σ_b'	$0.85.f_{c28}/\gamma_b$	14.2	14.2	MPa
μ	$M_u/b.d^2.\sigma_b'$	0.020	0.007	/
M_l	/	0.392	0.392	/
$\mu < \mu_l$	/	OUI	OUI	/
A'	/	0	0	cm^2

α	$1.25(1 - \sqrt{2\mu})$	0.0252	0.0088	/
β	$(1 - 0.4 \alpha)$	0.9899	0.9965	/
Σs	Fe/ γ_s	349	348	MPa
Au	$Mu/\sigma_b.\beta.d$	6.64	2.34	Cm ²

Verification:

ELU :

Condition de non fragilité BAEI (art A.4.2)	Amin= 0,23.b0.d.ft28/fe	0.98	Cm ²
Pourcentage minimal BAEI91 (art B.6.4)	0.001.b.h	0.90	Cm ²
Arpa :Pourcentage minimale	0.005bh	4.50	Cm ²

Elément	A_u	A_{min}	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}
Travée	6.64	0.98	0.90	4.50	6.64
Appui	2.34	0.98	0.90	4.50	4.50

• **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 1/ BAEI91) :**

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

$$\tau_u = V_u/b0.d = 0.22 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.2f_{c28}/\gamma_b; 5\} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **E.L.S:**

✓ **Vérification des contraintes dans le béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEI91)**

Etat limite de compression de béton :Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire,
- la nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Appuis	2186.39	1611.04	1.36	0.0088	0.43	Vérifier
Travée	6194.77	4564.61	1.36	0.0252	0.43	Vérifier

✓ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures : (Art. A.5.3, 2 /BAEI91)**

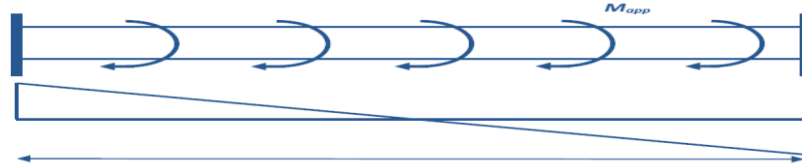
Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

$$h/L \geq 1/16 \quad 0.182 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\begin{array}{llll} h/L \geq M_t/10.M_0 & 0.182 \geq & 0.085 & \dots\dots\dots \text{c.v} \\ A/b_0.d \leq 4.2/f_c & 0.0013 \leq & 0.0105 & \dots\dots\dots \text{c.v} \end{array}$$

1. Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de la paillasse.



moment de torsion maximale.

$$M_{tor} = M_a (\text{Escalier}) = 2.19 \text{ Kn.m}$$

$$M_{tor} = M_{app} \times L/2 = 1.80 \text{ Kn.m}$$

Vérification du béton :

- Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21)(page49)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2\Omega.b_0}$$

T_u : le moment de torsion	ql/2	17667.79	N.m
l'épaisseur de paroi $b_0=bt$	b/6	5	Cm
Ω : Aire du contour à mi- épaisseur	(h-bt)*(b-bt)	625	Cm ²
$\tau_{uv} = T_u/2\Omega.b_0 =$		2.83	MPa

$$\tau_u^2 \times \tau_{uv}^2 \leq (\tau_{ultim})^2$$

$$\tau_{ultim} = 0.2 f_{cj} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$0.22^2 \times 2.83^2 = 0.83 \leq (5)^2 = 25 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

a) Les armatures longitudinales:

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = 4.06 \text{ cm}^2$$

Section	Flexion	Torsion	At(Al/2) (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	ferrailage
Travée	6.64	4.06	3.32	7.70	5T14
Appuis	4.50	4.06	2.25	4.62	3T14

Espacement des armatures

$$St_{max} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

Appuis : $St = 15\text{cm} < 33\text{ cm}$, condition vérifiée.

Travée : $St = 15\text{ cm} < 33\text{ cm}$, condition vérifiée.

b) Armatures transversales :

Elément		Travée	Appuis	
A_t	$A_L / 4$	1.54	1.54	Cm^2
A_{adp}	/	2.01	2.01	Cm^2
Choix des barres	/	4T8	4T8	/
St	$\leq \min(4h; 45\text{ cm})$	45	45	Cm
ST_{adp}	/	12	12	Cm

III-5-7 Dessin De Ferrailage De La Poutre Palière :

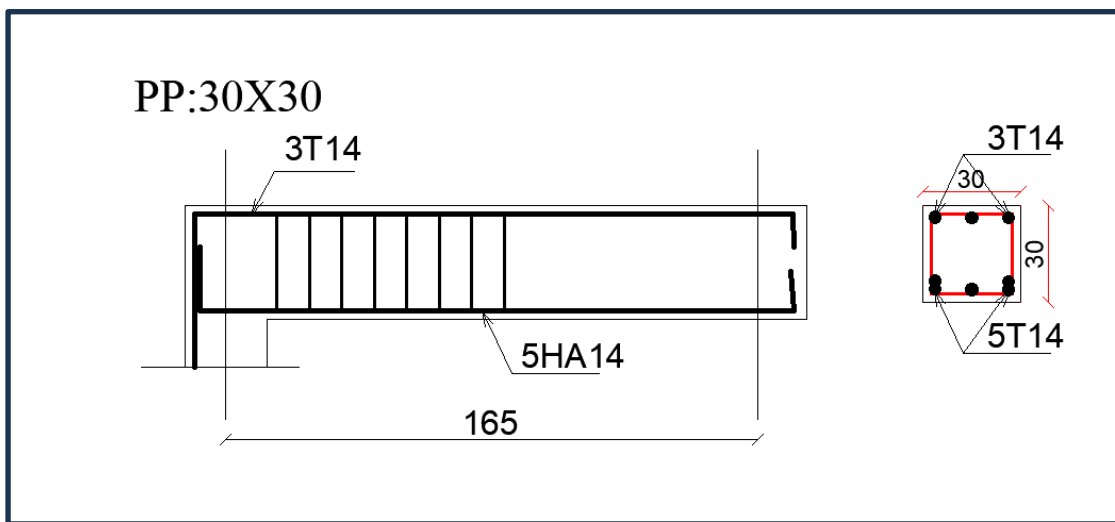


FIG III.14: Schéma de ferrailage de la poutre palière

III-6 Etude de balcon :

Le balcon est assimilé à une console encastrée au plancher, réalisé en dalle pleine, Le calcul se fait pour une bonde de 1m de largeur.

III-6-1 Dimensions :

Larguer : 1.50 m

L'épaisseur du balcon : $e = 15$ cm.

III-6-2 Évaluation des charges et surcharges :

$$G = 5.39 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

■ Charges permanentes :

$$G = 5.39 \times 1.0 = 5.39 \text{ KN/ml}$$

$$g = 1.78 \times 1.5 = 2.67 \text{ KN/ml (Charge des mur : La hauteur du mur = 1.5 m)}$$

■ Charges d'exploitation :

$$Q = 1.5 Q_{\text{bal}} = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

III-6-3 Les combinaisons des charges :

ELU :

$$\text{Charge repartie : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Charge concentrée : } P_u = 1.35g \times b$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$p_s = g$$

Elément	q_u (kn/ml)	p_u (kn/ml)
ELU	12.53	3.60
ELS	8.89	2.67

III-6-4 Calcul des sollicitations:

■ Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de 1m est de :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L$$

■ Le Moment Service a l'encastrement M_s pour une bonde de 1m est de:

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L$$

■ L'effort tranchant:

$$V_u = (q_u \times L) + P_u$$

M_g (N.m)	M_q (N.m)	M_p(N.m)	T_g(N)	T_q(N)	T_p(N)
6064	3938	2444	8085	5250	3258

Tab III.7. : les résultats de Combinaison des charges et moment.

ELU	M_u (N.m)	17391.04
	T_u (N)	23188.05
ELS	M_{ser}(N.m)	12444.75

III-6-5 Calcul Du Ferrailage :

Le ferrailage sera calculé en flexion simple à l'ELU par une bande, de 1m, avec fissuration considérée peu nuisible car le balcon n'étant pas exposé aux intempéries.

$h=15\text{cm}$; $c=3$; $d=h-c=15-3=12$

☒ Armatures Longitudinales:

MU		17391.04	N.m
σ_b'	$0,85.f_{c28}/g_b$	14.2	MPa
μ	$M_u/b.d^2.\sigma_b'$	0.0672	/
MI	/	0.392	/
$\mu < \mu_l$	/	OUI	/
A'	/	0	cm ²
α	$1.25(1 - \sqrt{2\mu})$	0.0870	/
β	$(1 - 0,4 \alpha)$	0.9652	/
Σs	Fe/ γ_s	348	MPa
Au	$M_u/\sigma_b.\beta.d$	3.84	Cm ²

☒ Armatures transversales :

At	A_L / 4	0.96	Cm ²
A_{adp}	/	4.71	Cm ²
Choix des barres	/	6Φ10	/
St	$\leq \min (4h; 45 \text{ cm})$	45	cm
ST_{adp}	/	15	cm

1. Vérifications :

☒ Condition à l'E.L.U :

Condition de non fragilité BAEL (art A.4.2)	A_{min}= 0,23.b0.d.ft28/fe	1.81	Cm²
Pourcentage minimal BAEL91 (art B.6.4)	0.001.b.h	1.50	Cm²
Au	/	3.84	Cm ²
A_{max}	/	3.84	Cm ²
A_{adp}	/	4.52	Cm ²
Choix des barres	/	4 Φ 12	/

St	$\leq \min (3h; 33 \text{ cm})$	33.00	Cm
St adp	/	15	Cm

☒ **érification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 1/ BAEL91) :**

$\tau_v = v_u / (d \times b)$	0.172	MPA
$\tau_u = \min \{0.15 f_{c28} / \gamma b; 4\}$	2.50	MPA
$\tau_u \leq \tau_u$	c.v	

Condition à l'E.L.S :

a-Vérification des contraintes dans le béton : (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

Etat limite de compression de béton : Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire,
- a nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
17391.04	12444.75	1.40	0.087	0.45	Vérifier

b-Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures : (Art. A.5.3, 2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

Condition de flèche (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)

$h/L \geq 1/16$	0.150	$\geq$	0.0625	c.v
$h/L \geq M/10.M_0$	0.150	$\geq$	0.085	c.v
$A/b_0.d \leq 4.2/f_c$	0.0033	$\leq$	0.0105	c.v

III-6-6 Présentation Ferrailage :

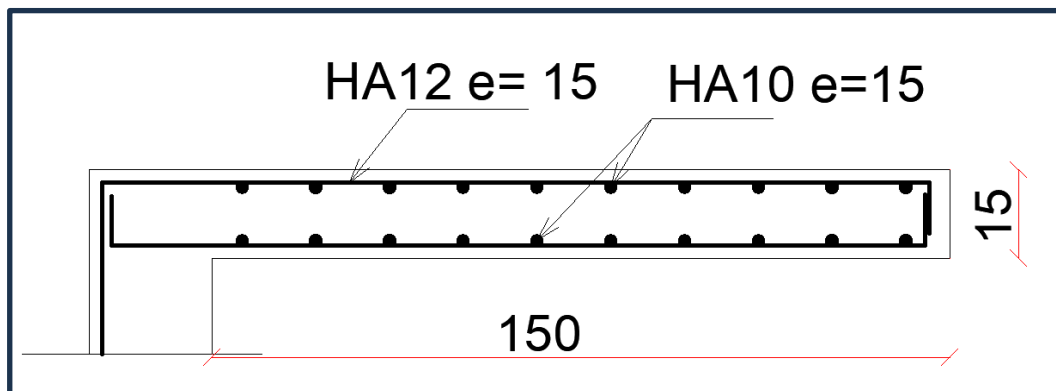


FIG.III.15: Schéma de ferrailage du balcon.

Chapitre IV

- ***Etude dynamique***

IV.1 Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ROBOT STRUCTURALE ANALYSE** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.2 Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "**RPA2024**". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1).

IV.2.2. Méthodes dynamiques

- a) 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.
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m

Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur

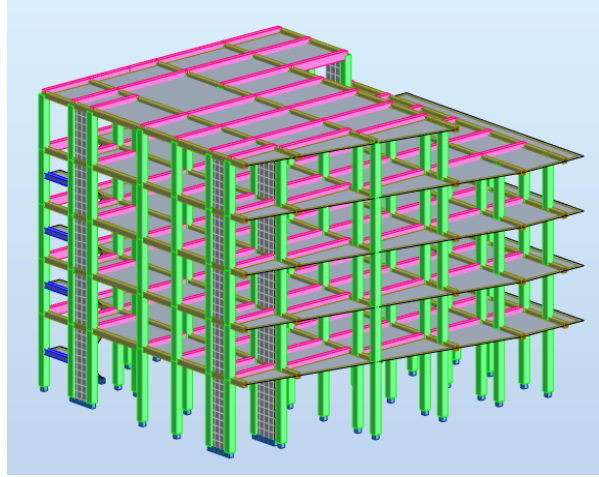
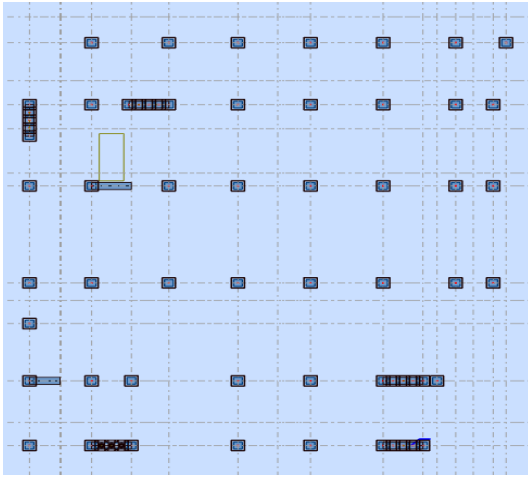


Fig IV.1 : structure 2d et 3d

Tab.IV.1: Résultat dynamique

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	0.32	62.82	0.11	62.82	0.11	1312875.21	1312875.21
5/ 2	0.31	62.86	54.02	0.04	53.91	1312875.21	1312875.21
5/ 3	0.24	62.99	66.68	0.13	12.66	1312875.21	1312875.21
5/ 4	0.11	64.07	73.24	1.08	6.56	1312875.21	1312875.21
5/ 5	0.09	73.02	75.11	8.95	1.87	1312875.21	1312875.21
5/ 6	0.07	74.08	75.15	1.05	0.04	1312875.21	1312875.21
5/ 7	0.06	76.04	77.29	1.96	2.14	1312875.21	1312875.21
5/ 60	0.00	85.83	82.81	0.00	0.00	1312875.21	1312875.21
5/ 61	0.00	85.83	82.81	0.00	0.00	1312875.21	1312875.21
5/ 62	0.00	90.84	97.94	5.00	15.13	1312875.21	1312875.21

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions X : Masse cumulée = **90.84 %**

Direction Y : Masse cumulée = **97.94 %**

La masse cumulée au dernier mode a dépassée les 90% suivant les deux directions X et Y

IV.3 Estimation de la période fondamentale de la structure

IV.3.1. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :

La période propre de vibration et le facteur de participation massique :

Après l'analyse automatique par le logiciel Robot on a tiré les résultats (les valeurs des périodes ainsi que les facteurs de participation modales) qui sont illustrés dans le tableau suivant :

soit : $T_{emprique} = C_T \cdot h_n^{3/4}$

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Tab.IV.2: valeurs du coefficient C_T

On a : $h_N = 17.05$ m

La période de 1^{ère} mode $T_r = 0.56$ s

La période de RPA = $C_t \cdot h_n^{3/4}$

$C_t = 0.075$ $h_n = 17.05$ m

→ $T_{rpa} = 0.86$ s > $T_r = 0.32$ s

$T_{clc} < 1,3T_{emp} \rightarrow t_0 = T_{clc}$

$T_{clc} > 1,3T_{emp} \rightarrow t_0 = 1,3T_{emp}$

$T_r = 0.32$ s < $T_{rpa} = 0.82$ s → $t_0 = 0.32$ s

IV.3.2. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

λ : coefficient de correction : $\begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 \text{ auterent} \end{cases}$

- Sismicité A :

0	très faible	-
I	faible	0.07
II	faible à moy	0.10

III	moyenne	0.15
IV	moy à élevée	0.20
V	élevée	0.25
VI	élevée	0.30

• coefficient d'importance I :

1A	1B	2	3
1.4	1.2	1	0.8

- η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 6%).

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \text{ (Art 4.3).}$$

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique :

$$\xi = 6 \% \text{ TAB 3.6} \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+6}} = 0.94 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0.94$$

R : coefficient de comportement global de la structure pour une structure mixte portiques/voiles avec interaction (Tab 4.3) **R = 5.5**

- Période T1 et T2 du site considéré TAB 3.4

ZONE I,II,III	S	T1	T2	T3
S1	1	0.05	0.25	1.2
S2	1.3	0.05	0.3	1.2
S3	1.55	0.1	0.4	1.2
S4	1.8	0.1	0.5	1.2

• Q : Facteur de qualité TAB 3.19

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Régularité en plan	0	0,05
2. Régularité en élévation	0	0,20
3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0,20
4. Conditions minimales sur les travées	0	0,10

Alors à partir de tableau on trouve: $Q = 1+P_q = 1+ 0.45 = 1.45$

IV.3.3. Spectre de calcul :

$$\frac{S_{ad}}{g} = \begin{cases} A.I.S \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{T}{T_1} \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S \left(\left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S \left(\left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \frac{T_2.T_3}{T^2} & \text{si } T_3 > 4s \end{cases}$$

$$\frac{S_{ad}}{g} = A.I.S \left(\left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \right) = 0.094$$

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

$$W = 13128.75 \text{ kn}$$

λ : coefficient de correction : $\begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 \text{ autrement} \end{cases}$

$$V = 1051.78 \text{ kn}$$

IV.4 Calcul de l'effort tranchant modal à la base :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0.8 V$ Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

$$0.8V = 0.8 \times 1051.78 = 841.42 \text{ Kn}$$

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t = V_x = 1214.71 \text{ kn} > 841.42 \text{ kn} \dots\dots cv$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t = V_y = 1193.19 \text{ kn} > 841.42 \text{ kn} \dots\dots cv$

IV.5 Vérifier les renversements :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

- M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

• **Sens Longitudinal :**

Tab.IV.2: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

etage	Vx(kn)	h(m)	W(kn)	Xg(m)	Mr(kn,m)	Ms(kn,m)
1	1214.72	4.25	13128.75	11.00	5162.56	144416.27
2	1195.57	7.45	13128.75	11.00	8907.00	
3	1069.61	10.65	13128.75	11.00	11391.35	
4	805.51	13.85	13128.75	11.00	11156.31	
5	395.34	17.05	13128.75	11.00	6740.55	
somme					43357.76	144416.27

Vérifications : $\frac{Ms}{Mr} = 3.33 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

• **Sens Transversal:**

Tab.IV.3 : Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

etage	Vy(kn)	h(m)	W(kn)	Xg(m)	Mr(kn,m)	Ms(kn,m)
1	1193.19	4.25	13128.75	10.90	5071.06	71551.70
2	1162.05	7.45	13128.75	10.90	8657.27	
3	1019.47	10.65	13128.75	10.90	10857.36	
4	740.25	13.85	13128.75	10.90	10252.46	
5	342.98	17.05	13128.75	10.90	5847.81	
somme					40685.96	71551.70

Vérifications : $\frac{Ms}{Mr} = 1.76 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

-DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.6 Vérifier les déplacement inter étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k: \quad \delta_k = R \cdot \delta_{ck}$$

Déplacement Horizontal

a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

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

L'article 5.10 du RPA2024:

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Δ_{adm} : Déplacement admissible (égale à (1% $h_e = 0,01 h_e$)).

- **Sens Longitudinal:**

Tab.IV.4: Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

Etage	va. Δ_k (cm)	0,0150 h_k	vérification
1	0.010	6.38	cv
2	0.348	4.80	cv
3	0.507	4.80	cv
4	0.507	4.80	cv
5	0.455	4.80	cv

- **Sens Transversal:**

Tab.IV.5: Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (YY).

Etage	va. Δ_k (cm)	0,0150 h_k	vérification
1	0.003	6.38	cv
2	0.359	4.80	cv
3	0.428	4.80	cv
4	0.352	4.80	cv
5	0.207	4.80	cv

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et **Vérifier**.

IV.7 Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ :

RPA2024 (Art:5.9)

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

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

{ P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k : Hauteur de l'étage k

• **Direction X :**

Tab.IV.6: Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.

Δ_{ek}	$\Delta k=R/Qf\Delta_{ek}$
0.003	3.45
0.101	3.45
0.147	3.45
0.147	3.45
0.132	3.45

etage	P(kn)	$\Delta k(\text{cm})$	V(kn)	h(m)	θ	vérification
1	2174.94	0.010	1214.72	4.25	0.0042	cv
2	1483.88	0.348	1195.57	3.20	0.0039	cv
3	1271	0.507	1069.61	3.20	0.0037	cv
4	1396.18	0.507	805.51	3.20	0.0054	cv
5	857.82	0.455	395.34	3.20	0.0068	cv

• **Direction Y :**

• *Tab.IV7: Vérification a L'effet (P-Δ) < Sens Transversal >.*

Δ_{ek}	$\Delta k=R/Qf\Delta_{ek}$
0.001	3.45
0.104	3.45
0.124	3.45
0.102	3.45
0.060	3.45

Etage	P(kn)	$\Delta k(\text{cm})$	V(kn)	h(m)	θ	vérification
1	2174.94	0.003	1193.19	4.25	0.0043	cv
2	1483.88	0.359	1162.05	3.20	0.0040	cv
3	1271	0.428	1019.47	3.20	0.0039	cv
4	1396.18	0.352	740.25	3.20	0.0059	cv
5	857.82	0.207	342.98	3.20	0.0078	cv

Chapitre V

- ***Calcul Des Éléments structuraux***

V.1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le moment fléchissant permet de calculer la quantité d'armatures longitudinales.

L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

V.1.1 Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

Tableau V.1 : Combinaison des charges.

BAEL Situation durable	RPA2024 Situation accidentelle
ELU 1.35 G + 1.5Q	G+ΨQ-0.3EX-EY
ELS G + Q	G+ΨQ-EX-0.3EY

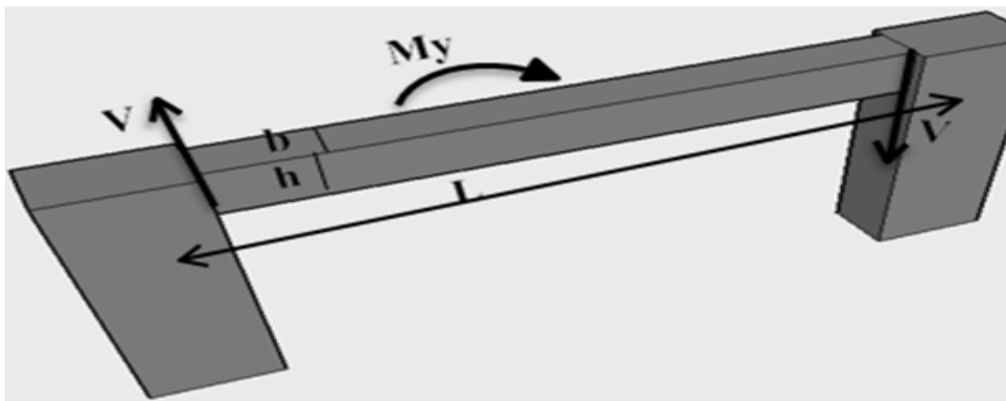


Figure V.1 Sollicitations de la poutre

V.1.2 Armatures longitudinales :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,50	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,20	25	18.5	1	400	400

RPA2024 (Art 7.5.2) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est

$A_{min} = 0.5 \%$ de la section de béton

$$\rightarrow A_{min}^{RPA} = 0.5\% * (b * h)$$

➤ Le Pourcentage total maximal :

- En zone courante $\rightarrow A_{max} = 4 \%$ en zone courante
- En zone de recouvrement $\rightarrow A_{max} = 6 \%$ en zone de recouvrement.

➤ **Ferraillage minimal d'après CBA93 : (Condition De Non Fragilité) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 * b_o d f_{t28}}{f_e}$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature BAEL (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$$

Poutre	b	h	Arpamin	Amax4%	Amax6%	Amin	Abael
Principale	30	50	7.5	60	90	1.81	1.50
Secndaire	30	30	4.5	36	54	1.09	0.90

La longueur minimale de recouvrement :

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un rectangle ou un carré.

50 ϕ en zone I et II et III.

60 ϕ en zone IV, V et VI.

V.1.3 Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S \cdot b.$$

Avec:

b : la largeur de la section.

S : espacement de l'armature transversale.

Espacement D'après RPA 2024 :

$$S = \min\left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\phi_l\right) \text{ avec :}$$

ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

ϕ_t : diamètre des armatures de confinement

$$S' \leq \frac{h}{2} \text{ avec}$$

$$S' = \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires}$$

h : la hauteur de la poutre

→ Les étapes de calcul sont données dans l'organigramme ci après. Néanmoins il faut respecter les pourcentages minimaux donnés par les **CBA93** et **BAEL91** :

V.1.4 Evaluation des moments pour les différents types des poutres :

Résultats Modélisation robot structurale analyse 2024

Chapitre V Calcul Elément Structureux

	En appuis			En travée		
	Melu(kn.m)	Mels(kn.m)	Macc(kn.m)	Melu(kn.m)	Mels(kn.m)	Macc(kn.m)
Poutre principal	93.52	69.28	73.30	52.62	38.98	38.98
Poutre secndaire	18.71	13.86	37.86	17.17	12.72	5..25

V.1.4.1 Étapes de calcul des armatures longitudinales :

Section	b (cm)	h (cm)	c(cm)	d (cm)	L(cm)
Poutre principale	30	50	3	45	655
Poutre secondaire	30	30	3	27	455

	Poutre principale		Poutre secondaire		
	APPUIS	TRAVEE	APPUIS	TRAVEE	
MU	93520.00	52620.00	37860.00	17170.00	N.m
$\sigma_b' = 0,85.f_{c28}/g_b$	14.2	14.2	14.2	14.2	MPA
$\mu = M_u/b.d^2.\sigma_b$	0.1084	0.0610	0.1219	0.0553	/
μ_l	0.392	0.392	0.392	0.392	/
$\mu < \mu_l$	oui	oui	oui	oui	/
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{2\mu})$	0.1438	0.0787	0.1630	0.0711	/
$\beta = (1 - 0,4 \alpha)$	0.9425	0.9685	0.9348	0.9715	/
$\Sigma s = F_e / \gamma_s$	348	348	348	348	MPA
$A_u = M_u / \sigma_s.\beta.d$	6.34	3.47	4.31	1.88	Cm ²
Aadp	7.70	6.16	4.62	4.62	Cm ²
Choix des barres	5HA14	3HA14	3HA14	3HA14	/

• Armatures transversales :

Choix de ϕ_T : ((BAEL A7.2.2)

$$\phi_T \leq \min\left(\frac{h}{35}; b_0; \phi_{Lmin}\right)$$

Poutre	h / 35	Øl(mm)	b / 10	Øt(mm)	Choix des barres
Principal	1.43	16	3	1.43	8
Secndaire	0.86	14	3	0.86	8

• Espacement :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$St \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})$$

Poutre	0.9d	40 cm	St(cm)
Principal	45	40	10
Secndaire	27	40	10

V.1.4.2 D'après RPA 2024(art 7.5.2, 2) :

➤ **Espacement maximale**

- **En zone critiques: :**

$$St \leq \min (h/4 ; 24\phi_t ; 17.5cm ; 6\phi_L)$$

Poutre	h/4	24 ϕ_t	17.5	6 ϕ_L	St(cm)
Principal	1.25	19.2	17.5	9.6	15
Secndaire	0.75	1.92	18.5	8.4	15

- **Zone courante**

$$St' \leq h / 2$$

Poutre	h/2	St(cm)
Principal	25.00	15
Secndaire	15.00	15

• **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de

la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} +$

$$\frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Poutre	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition $\bar{\alpha} > \alpha$
Principal	93.52	69.28	1.35	0.1438	0.42	cv
Secndaire	18.71	13.86	1.35	0.1630	0.42	cv

V.1.4.3 Vérification de l'effort tranchant :

- **Vérification de la contrainte tangente limite ultime BAEL91 Article A.5.1.21**

$$\tau_u < \tau_{adm}$$

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

On étudie avec fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$

Poutre	Vu	b	d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Condition $\bar{\tau}_u > \tau_u$
Principal	107.35	30	45	0.08	3.33	cv
Secndaire	106.84	30	27	0.13	3.33	cv

V.1.4.4 Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

- **Les Poutres Principales**

Poutre principal				
h/L ≥ 1/16	0.076	≥	0.0625	cv
h/L ≥ M_t/10.M₀	0.076	≥	0.085	cnv
A/b₀.d ≤ 4.2/f_e	0.0089	≤	0.0105	cv

- **Les Poutres Secondaires**

Poutre secondaire				
h/L ≥ 1/16	0.066	≥	0.0625	cv
h/L ≥ M_t/10.M₀	0.066	≥	0.085	cnv
A/b₀.d ≤ 4.2/f_e	0.0057	≤	0.0105	cv

- Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche nécessaire.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Poutre	qs (KN)	L (cm)	Ev (MPa)	I (m4)	F (cm)	F' (cm)	Verification
Principal	69.28	665	108188656	312,500.0	0.024	1.33	cv
Secndaire	13.86	433	108188656	67,500.0	0.001	0.87	cv

V.1.5 Présentation du ferrailage :

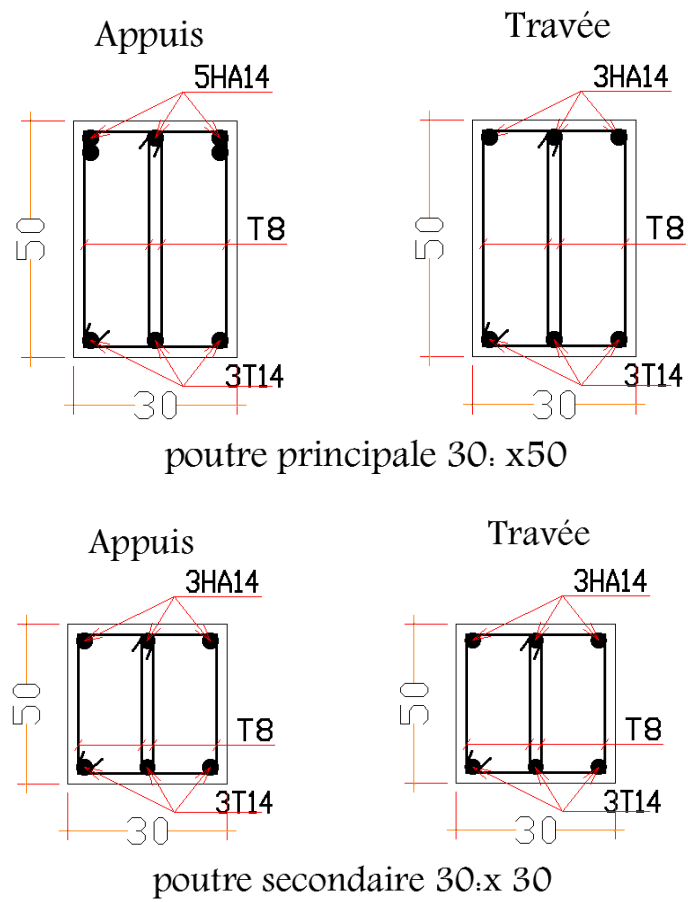


Figure V.2 ferrailage poutres

V.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

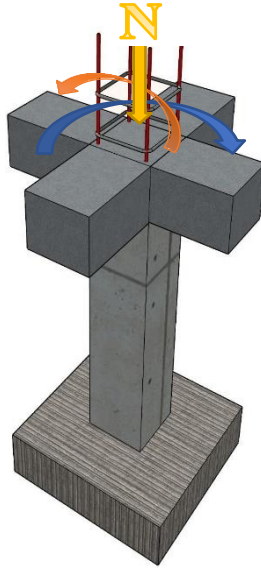


Figure V.3 : Sollicitations du poteau en 3D.

Situation	Béton			Acier		
Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	f_{ed} (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,2		17,7	1		400

V.2.1 . Les Combinaison des charge :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

BAEL Situation durable	RPA2024 Situation accidentelle
ELU 1.35 G + 1.5Q ELS G + Q	G+ΨQ-0.3EX-EY G+ΨQ-EX-0.3EY

Tableau V.2 : Combinaison des charges.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par **ROBOT**.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes.

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations suivantes :

* N_{max} et $M_{correspondant}$

* N_{min} et $M_{correspondant}$

* M_{max} et $N_{correspondant}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

V.2.2 Ferrailage longitudinale :

1. Recommandation de l'RPA 2024 :

D'après le RPA2024 V 1.1 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité

- Leur pourcentage minimal (A_{min}) est de : 1% de la section de coffrage en zone II.

Leur pourcentage maximal (A_{max})

{	4% en zone courante.
{	8% en zone de recouvrement.

- Diamètre minimal est : 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone II
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau (St)ne doit pas dépasser 15cm en zone V
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales (zone critiques)
- La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$I_{cr} = \text{Max} \left(1.5 h_c ; \frac{I_{cL}}{6} ; 60\text{cm} \right)$$

- $h_c(\text{cm})$: sup de b_1 ; h_1
- $I_{cL}(\text{cm})$: longueur libre du poteau

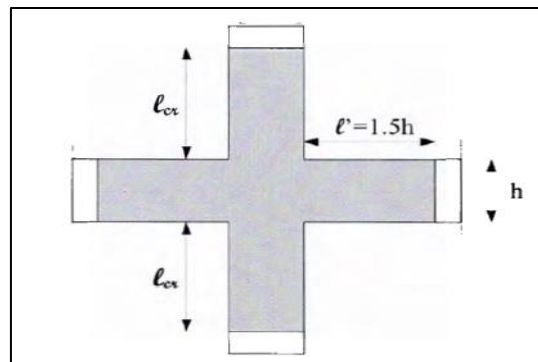


Figure.V.4. : Zone nodale.

2. Recommandations de BAEL 91 ; (Art 8-2-3) :

Le ferrailage minimum est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{min} = \max \begin{cases} 4\text{cm}^2/\text{ml} \\ \frac{2B}{1000} \end{cases} \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : Section du béton = $b \times h$, ($b = h$ = côtes du poteau).

3. Recommandations de CBA 93 :

Le ferrailage minimum est donné par la formule suivante :

$$ACNF = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$d = 0.9 h$$

$$ft_{28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

4. Les sollicitations dans les poteaux :

→ Les sollicitations défavorables sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Les sollicitations retirées de ROBOT

Combinaisons	N(KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELU:(Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	978.14	3.63	0.48
ELS:(Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)	724.55	2.69	0.36
ACC1:(Mymax ; Ncorr ; Mzcorr)	765.01	15.72	47.36
ACC2:(Mzmax ; Ncorr ; Mycorr)	581.7	37.56	33.58

Tableau V.4 : Ferrailage maximale et minimale.

Recommandations	BAEL 91		CBA93	RPA 2024		
Section (cm²)	Amin(cm²)	Amax(cm²)	ACNF(cm²)	Amin(cm²)	Amax(cm²)	Amin(cm²)
					Zone Courante	zone Recouvrement
45x45	4.05	101.25	2.45	16.20	81.00	121.50

5. Exemple de calcul de ferrailage longitudinal :

➤ Soit un poteau de section (45× 45) cm²

$$C = C' = 3 \text{ cm}$$

$$S = 2025 \text{ cm}^2$$

$$L = 4.25 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$d = h \times 0.9 = 40.5 \text{ cm}$$

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de Stabilité de forme conformément à L'article A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après L'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U}$$

$$e_1 = e_a + e_0$$

Combinaisons	N(KN)	Mz (KN.m)	$e_{a(cm)} = \max(2cm; L/250)$	$e_0(cm) = M_U/N_U$	$e_1(cm) = e_a + e_1$
ELU	978.14	3.06	2	0.31	2.31
ELS	978.14	5.86	2	0.60	2.60

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire

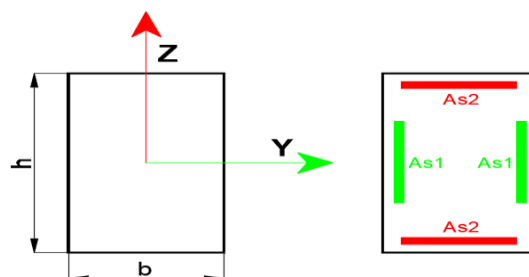


Figure V.5 : La section transversale des poteaux.

Si $l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$

- l : hauteur totale du Poteau.
- l_f : longueur de flambement du poteau
- $l_f = 0,7 L$
- l_f / h

Tableau V.5: Vérification flambement de poteaux.

l_f	h	l_f / h	15	$20e_1/h$	$l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$
297.5	45	6.61	15	1.03	cv

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}$$

$\lambda \leq 50$ si

l_f	h	$\lambda = \sqrt{12} \times l_f/h$	Condition ($\lambda < l_f/h$)
297.5	45	22.90	cv

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \end{cases}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e$$

$$e = e_1 + e_2$$

Tableau V.6 : Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée

α	e2	N (kN)	e	M corrigé (KN.m)
0.46	0.001316	978.14	2.3142	2263.57

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{u corrigé}} + N_{\text{max}} \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Tableau v.7 : Les armatures en flexion simple

$M_{\text{ua}}(\text{N.m})$	μ_{bu}	α	β	$A_f(\text{cm}^2)$	A
3259.71	0.225	0.322	0.871	8.96	8.94

$$A_{\text{adp}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{cnf}}, A_{\text{mim RPA}})$$

→ Les résultats de ferrailage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.8 : Résultats du ferrailage longitudinal.

N (KN)		M(KN.m)		Aclc (cm ²)	Acnf (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadp (cm ²)	choisit	Aadp (cm ²)
Nmax	978.14	Mmax	0.48	8.94	2.45	16.20	16.20	8HA16 +2HA14	19.16
Nmin	724.55	Mmin	0.36						
Ncorr	581.7	Mcorr	15.72						

V.2.3 Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

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

1. Diamètre des aciers :

es armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

Selon le **RPA 2024 Article 7.4.2**, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de

la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$

- **At** : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.
- **Vu** : effort tranchant de calcul à l'ELU en **KN**
- **h1** : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.
- **fe** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- **t** : espacement des armatures transversales.

pa : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant.

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : $3 < \lambda_g < 5$

ou λ_g : est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{h_c}; \frac{L_f}{b_c} \right)$$

he, be: dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée ;

Lr: longueur de flambement du poteau.

2. L'espacement maximal

L'espacement maximal est donné par :

Zone Sismique	I,II,III	esp (cm)
Zone Critique	min (10Øφl, 10cm)	10
Zone Courante	15φl	24

Avec :

- Øl : le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.
- bo: dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

V.2.4 Vérification à l'ELU :

Vérification de la contrainte tangente limite ultime selon CBA93 A.5.1.1

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Vu : Effort tranchant à l'Etat Limite Ultime

τbu : Contrainte tangentielle en Mpa

b : largeur de poutre, d : Hauteur utile de poutre h-(h/10)

Selon RPA 2024 article (7.6) La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant

Tableau V.9: Vérification de l'effort tranchant.

section	Vu	λ_g	$\tau_u = V_u/bd$	$\tau_u = \rho_d \cdot f_{c28}$	Condition $\overline{\tau_u} > \tau_u$
45×45	2.56	6.61	1.26	2.81	cv

V.2.5 Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes (BAEL 91 Art 8-2-4-2) :**

La fissuration est préjudiciable, on vérifie la contrainte dans le béton et l'acier.

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

La contrainte de compression du béton est limitée à 0,6 f_{cj} . [BAEL91 A.4.5,2]

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = y \times k$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_s (d - y)^2 + n A'_s (d - y) = 328037.89 \text{ cm}^4$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b(d * A_s + d' * A''_s)}{7.5(A_s + A''_s)}} - 1 \right) \text{ BAEL. 91. p. 155}$$

- Coefficient d'équivalence Acier -béton
- $A_s' = 0$ acier – béton

$$K = \frac{M_s}{I} = 0.0093$$

$$Y = 11.98$$

$$I = 328037.89 \text{ cm}^4$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10: Vérification des contraintes.

section	Mu (kn.m)	Mser (Kn.m)	σ_{bc}	σ'_{bc}	Condition $\overline{\sigma} > \alpha$
45×45	978.14	0.48	0.14	15	cv

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux :

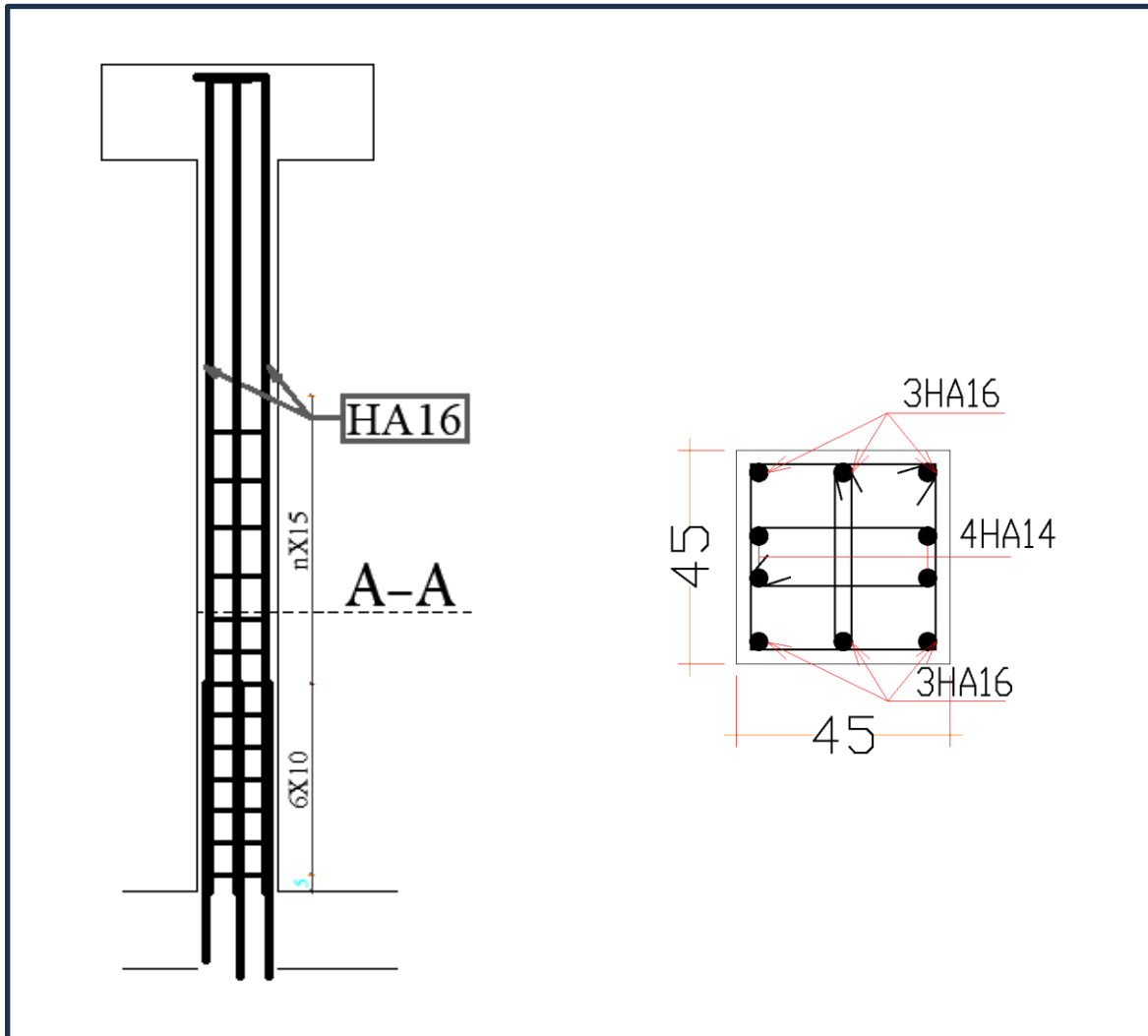


Figure .V.6 ferrailage poteaux

V.3 Le ferrailage des voiles :

Les voiles de contreventement sont calculés en flexion composée avec effort tranchant tout en tenant en compte les exigences de l'RPA2024 et du DTR BC.2.42 « règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché »

V.3.1 Combinaison :

Combinaison fondamentale :

$$\begin{cases} \text{ELU} & 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS} & G+Q \end{cases}$$

Combinaison accidentelle :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

V.3.2 Disposition des voiles de contreventement :

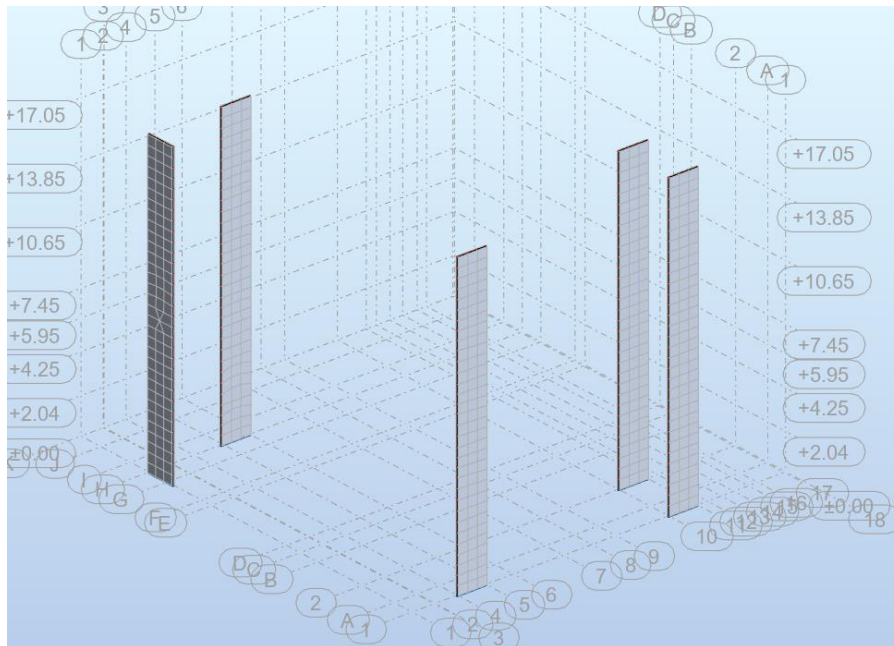


Figure V. 7 Disposition des voiles

Tableau V.8 : Donnée des types

N (KN)	MED (KN,m)	V
2444.64	115.66	106.91

V.3.3 Dimensionnement voiles :

- $bw \geq \max (15\text{cm}; h_e/20)$ (7.10)

h (RDC) =	4.25	m
he =	3.75	m
bw≥	19	cm
on adopt	25	cm

$$\bullet \quad Lw \geq \max(he/3; 4bw; 1m) \quad (7.9)$$

he =	375	cm
bw =	25	cm
Lw≥	125	cm
on adopt	1.80	m

V.3.4 Evaluation de l'effort normal réduit dans les voiles :

• Vérification l'effort normal réduit art 7.7.2

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40 \quad (7.11)$$

v_d : L'effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : Section du voile en (mm²)

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

Chercher le voile le plus sollicités :

$$\frac{N}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40$$

Nd(Kn)	Bc(mm)	fc28	Vd		condition
2444640	337500	25	0.290	0.40	cv

V.3.5 Evaluation des diagramme des moments de calcul (ferrailage) :

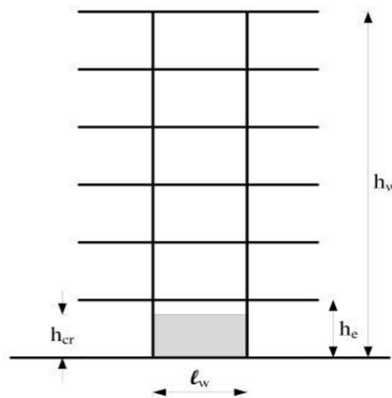
Les trumeaux et les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant. L'effort normal de compression de calcul est limité par la prescription d'Eqn. (7. 11).

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées au § 7.7.1, le calcul des voiles et des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant Les règles de béton armé en vigueur; en outre :

- Les voiles élancés correspondent à $\left(\frac{h_w}{l_w} > 2.0\right)$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.
- Les voiles courts correspondent à $\left(\frac{h_w}{l_w} < 2.0\right)$

hw	lw	hw/lw		condition
17.05	1.80	9.47	2	Les voiles élancées

La hauteur h_{cr} de la zone critique au-dessus de la base du voile



$$\text{Et : } h_{cr} \leq \begin{cases} 2 * l_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 * h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \quad (7.23)$$

$$: h_{cr} \leq \begin{cases} 3.60 \text{ m} \\ 3.75 \text{ m} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 2.84 \leq h_{cr} = 3.75 \rightarrow h_{cr} = 3.75 \text{ m}$$

The schematic diagram illustrates the geometry and key parameters of the test specimen. The total length of the specimen is denoted by l_{∞} . The height of the central section is h_c , while the overall height at the ends is b_o . The width of the specimen is indicated as $b_c = b_w$. At each end, there is a diamond-shaped reinforcement pattern. A specific dimension X_u is shown from the right edge to the start of the diamond pattern. An angle φ_u is defined between a horizontal reference line and a line extending from the top corner of the diamond pattern. Two strain measurement points are identified: ε_{cu} and $\varepsilon_{cu,c}$, located at different vertical positions near the right end.

- longueur confinée (lc) :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) \quad (7.24)$$

$$l_w = 1.80 \quad m$$

$$b_w = 0.25 \quad m$$

$$l_w \geq 0.38 \quad m$$

$$\text{on adopt } l_c = 0.40 \quad m$$

- Epaisseur confinée (bc)

$$l_c \leq \min(0.2l_w; 2b_w) \quad (7.24)$$

$$l_c \leq \min(0.2l_w; 2b_w) \quad 0.36 \rightarrow bc \geq h_e/15 \quad 0.28$$

$$l_c \geq \max(0.2l_w; 2b_w) \quad 0.50 \rightarrow bc \geq h_e/10 \quad 0.42$$

$$l_w = 1.80 \quad m$$

$$b_w = 0.25 \quad m$$

$$l_c \leq \min \quad 0.36 \quad m$$

$$bc \geq h_e/15 \quad 0.28 \quad cv$$

$$\text{on adopt } bc = 0.25 \quad m$$

V.3.8 Ferrailage de l'âme

1. Aciers verticaux

Les armatures d'ame doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des étriers espacés d'environ 500 mm.

Le diamètre maximal, ϕ_{max} , des armatures d'ame doit vent respecter la condition :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8} \quad (7.28)$$

L'espacement des armatures d'ame ne doit pas être supérieur a 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets a la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets jonction par recouvrement).

$$S_{tmax} \leq \min(250 \text{ mm}; 25 \phi_{min})$$

Diamètre maximal :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_{max} \leq \frac{b_w}{8}$$

Alors:

$$\phi_{lmin} = 8 \text{ mm}$$

$$\phi_{lmax} = \frac{b_w}{8} = \frac{200}{8} = 25 \text{ mm}$$

Choix $\phi_l = 14 \text{ mm}$

Espacement maximal:

$$S_{tmax} \leq \min(250 \text{ mm}; 25 \phi_{min})$$

$$S_{tmax} \leq \min(250 \text{ mm}; 25 * 14 \text{ mm}) \Rightarrow S_{tmax} = 25 \text{ cm}$$

S_t(choisi) = 15 cm

2. Aciers horizontaux :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{Z * f_e}$$

S : espacement des cours d'armatures transversales

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4 V_u$

Z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

Fe= 400 MPa; Z= 140 cm ; S = 15 cm, $\bar{V} = 149.67 \text{ KN}$

$$A_h \geq \frac{s * \bar{V}}{Z * f_e} \Rightarrow A_h \geq \frac{15 * 149.67}{140 * 400} * 10 = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 2HA14 = 2.80 \text{ cm}^2$$

V.3.9 ferrailage des element de rive :

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal a 0.5 % de la surface de la zone confinée.

$$A_v(\text{rive}) = 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} \geq 0.5 \% (lc; bc) = 0.005 \times 40 \times 25 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

Espacement vertical armatures confinement (St)

$$St \leq \min (b_0/3; 12.5 \text{ cm} ; 6\phi_l) ; \phi_l \geq 12 \text{ mm}$$

$$St \leq \min (20/3; 12.5 \text{ cm} ; 6*2) \rightarrow St \leq 6.67 \text{ cm}$$

$$St = 6 \text{ cm}$$

- Section minimale des armatures de confinement**

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive

$\frac{A_g}{A_c}$: représente le rapport de la surface de l'élément de rive sur la surface confinée

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.09 * S_t * b_0 * \frac{f_{c28}}{f_e} \\ 0.3 * S_t * b_0 * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) * \frac{f_{c28}}{f_e} \end{array} \right.$$

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0.09 * 6 * 20 * \frac{25}{400} = 0.84 \text{ cm}^2 \\ 0.3 * 6 * 20 * \left(\frac{25 \times 45}{20 \times 40} - 1 \right) * \frac{25}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t \geq 1.14 \rightarrow 4HA8 = 2 \text{ cm}^2$$

V.3.10 Justification de la condition de la ductile locale :

Rapport mécanique en volume :

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \mu_\phi * (v_d + \omega_v) * \varepsilon_{sy.d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec:

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

μ_ϕ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

ε_{sy} : Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} \quad (7.32)$$

E_s : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile.

v_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire

ω_v : Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.34)$$

A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile

f_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier

f_{cd} : Valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

α : Coefficient d'efficacité du confinement, égal à $(\alpha_n \cdot \alpha_s)$ avec:

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases}$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles

b_i : distance entre des barres maintenus consécutives.

b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

Nombre d'étages	5
he (m)	3.75
lw (m)	1.80
hw (m)	17.05
Med	115.66
Mrd	187.25
R	4.50
Qf	1.45
T2	0.30
T0	0.32
μØ	2.83

vd	0.29	(KN)
Fyd/Fcd	20	/
ωv	0.16	/
Vnc = hcr*b0*lc	375000	(cm³)
Vst = nL*(π*Øl²/4)*Nbr	5697.22	(cm³)
$\alpha_n = 1 - \sum n((b_i^2)/(6b_0.h_0))$	0.44	/
$\alpha_s = (1 - t/(2b_0))(1 - t/(2h_0))$	0.81	/
$\alpha = \alpha_n/\alpha_s$	0.36	/
ωwd	0.30	/
εcu	0.0143	/
εcu,c	0.17	/
εsy = fe/Es	0.0020	/
lc,calcul	77.14	cm
max (0.15lw; 1.5bw)	40.00	cm
Condition	cv	/
αωwd	0.061	/
Condition : ωwd ≥ αωwd	cv	

V.3.11 Schéme de ferrailage de voile :

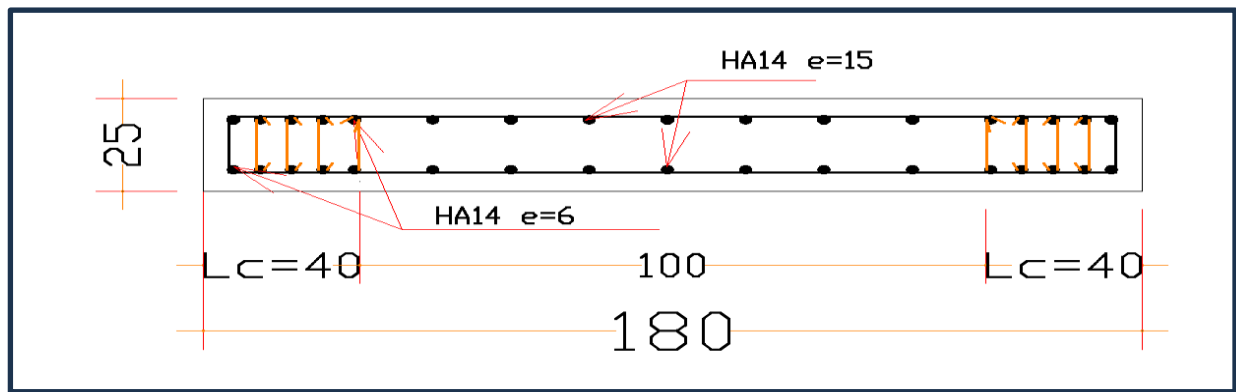


Figure . V.8 ferrailage VOILE

Chapitre VI

***· Etude De
L'infrastructure***

IV.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui en contact avec le sol, auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure, elles représentent donc la partie essentielle de l'ouvrage car de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres, murs, voiles). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

IV.2 Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

- **Fondations superficielles :**

Semelles isolées ;

Semelles filantes ;

Radier général.

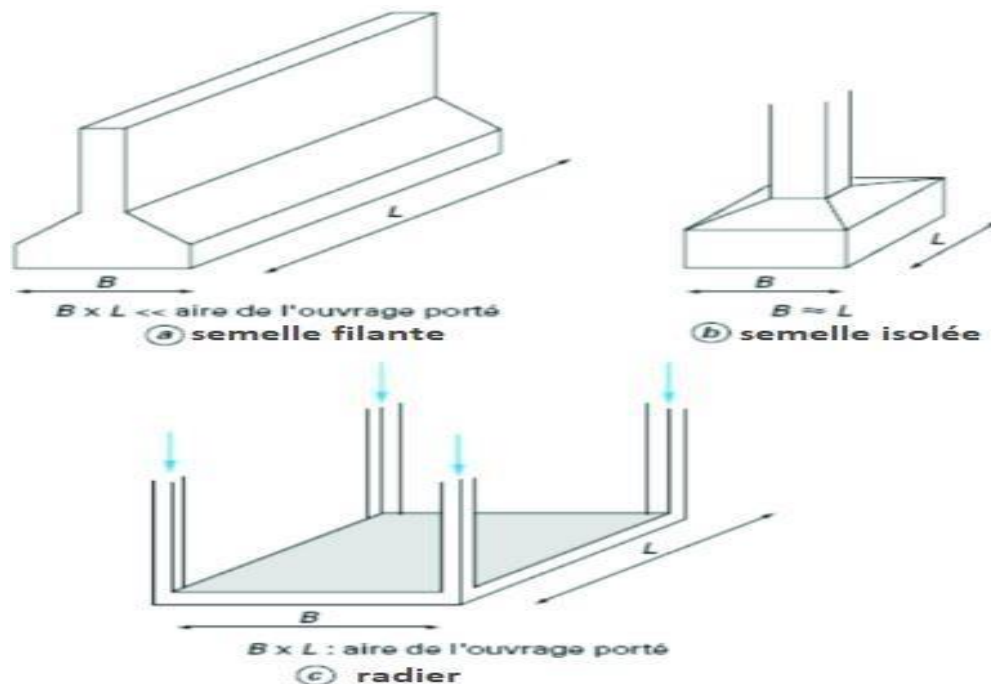


Figure VI.1. Schéma des Fondations superficielles

- **Fondations profondes :**

Fondations sur puits (semi profondes) ;

Fondations sur pieux (profondes).

- **Fondations spéciales :**

Fondation avec sous pression d'eau ;

Fondation en terrain instable ;

- Fondation anti-vibratile.

IV.3 Choix du type des fondations :

Le choix de type de fondation dépend en générale de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure ;
- La capacité portance de terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La nature du sol ;
- La profondeur du sol résistant ;

IV.4 Combinaisons De Calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne **(RPA2024)** se fait sous les combinaisons suivantes :

Pour les justifications de la stabilité des fondations, ii ya lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du Chapitre 10 et aux combinaisons d'actions, cf. Eqns. (5.6) & (5.7)

- Pour les fondations d'éléments verticaux individuels (voiles ou poteaux), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$G + wQ \pm R/QE1$$

$$G + w.Q \pm R/QE2$$

Pour les fondations communes a plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc), la combinaison d'actions suivante est utilisée

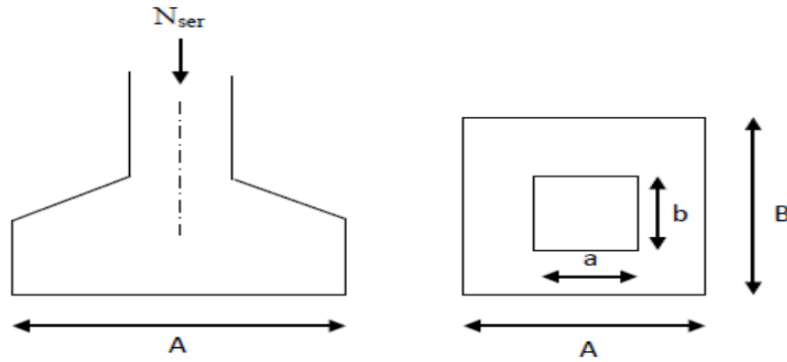
TableauVI.1 : Combinaison des charges Selon BAEL et RPA.

Selon BAEL	Selon RPA 2024
1.35G+1.5Q (ELU)	$G+\psi Q\pm 1.4E_1$
G+Q (ELS)	$G+\psi Q\pm 1.4E_2$

IV.5 Type de fondation adopté :

On doit faire des vérifications pour savoir quel type de fondation convient à la structure.

IV.5.1 Vérification de la semelle isolée :



Figures VI.2. Semelle isolée.

Tel que : $\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots (A)$

$N_s = 3441.33 \text{ kN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bars}$ a profondeur $D = 4.00 \text{ m}$

Avec:

N_s : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel IROBOT

S : Surface d'appui de la semelle ($S = A \times B$)

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} = 1 \rightarrow A = B \text{ avec } (a, b = 0.45 \text{ m}).$$

$$\text{On remplace (A) dans (B)} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}} \rightarrow B \geq 4.15 \text{ m}$$

On prend $B=A = 4.20$

$S_{semelle} = B^2 \times \text{Nombre de poteaux}$

$$S_{semelle} = 4.20^2 \times 46 = 636.65 \text{ m}^2$$

Débordement 0.80 m

$$S_{bat} = L_x.L_y = (22+0.80) \times (21.80+0.80) = 515.28 \text{ m}^2$$

$$\frac{S(\text{semelle})}{s_{bat}} = 124 \% > 50\%$$

D'après le résultat, On remarque qu' il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

IV.5.2 Vérification de la semelle filante :

Semelles filantes sous voiles

Pour cette vérification, on doit vérifier la semelle filante qui nous semble être la plus sollicitée.
Pour notre cas on vérifie la semelle intermédiaire :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{N_{ser}}{B.L}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}L}$$

Avec : - B : La largeur de la semelle.

- L : Longueur de la semelle

- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Avec : $N = 2444.64 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bars}$

Donc : $B \geq 0.55 \text{ m}$

On pren : $B \geq 1.50 \text{ m}$

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = B.L.N = 1.50 \times 22.00 \times 8 = 264 \text{ m}^2$$

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment $\left(\frac{S_s}{S_b}\right) \leq 50\%$

$$\frac{S_t}{S_b} = \frac{479.60}{264} = 181.66 \leq 0,50 \dots \text{Condition no vérifiée}$$

Conclusion :

Le rapport entre la surface des semelles filantes et la surface totale du bâtiment est de $\geq 50 \%$, ce qui expose à un risque inévitable de chevauchement des semelles. Par conséquent, les semelles filantes ne sont pas une option viable. Il est donc impératif d'envisager la mise en place d'un radier général comme solution de fondation.

IV.6 Radier :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ❖ Un mauvais sol.
- ❖ Charges transmises au sol sont importantes.
- ❖ Les poteaux rapprochés (petites trames).

IV.6.1 Pré dimensionnement du radier :

IV.6.1.1 Pré dimensionnement du radier :

1. Epaisseur de radier (nervures)

$$h_n \geq L_{max}/10$$

$$L_{max} = 6.65 \text{ m}$$

$$h_n \geq 66.50 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 70 \text{ cm}$

2. Condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

$$L_{max}/8 \leq h_n \leq L_{max}/5$$

$$83.13 \leq h_n \leq 133$$

On prend : $h_n = 90 \text{ cm}$

3. Epaisseur de la dalle flottante :

$$L_{max}/50 \leq h_t \leq L_{max}/40$$

$$13.30 \leq h_t \leq 16.63 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 15 \text{ cm}$

4. Largeur de la nervure

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$36 \leq b_n \leq 63 \text{ cm}$$

On prend : $b_n = 45 \text{ cm}$

5. La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k \cdot b}}$$

I : Inertie de la poutre

b : largeur de la poutre.

K : coefficient du raideur de sol $k = 1000 \text{ t/m}^2$ ($\sigma = 2.5 \text{ bar}$)

$$I = bh^3/12 \quad 0.02733 \text{ m}^4$$

$$E = 3216420 \text{ t/m}^2$$

$$K = 1000 \text{ t/m}^2$$

$$Le = 5.29 \text{ m}$$

$L_{max} = 6.5 \text{ m} \leq \pi/2 \cdot Le = 8.30 \text{ m}$ condition verifiée

6. Conclusion :

La hauteur de la nervure suivant les deux sens : 90 cm

Largeur de la nervure : 45 cm

La hauteur de la dalle de radier : 35 cm

Dalle flottante : 15 cm

IV.6.1.2 Détermination de la surface nécessaire du radier :

Charge permanente : $G_{batim} = 23809.74 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q_{batim} = 3454.83 \text{ KN}$

1. Les combinaisons :

L'ELU : $1.35G + 1.5Q = 37325.39 \text{ KN}$

L'ELS : $G + Q = 27264.57 \text{ KN}$

2. La surface de radier :

Etat limite ultime : $S_{elu.rad} = N_u / 1.33 \times \sigma_{sol} = 140.32 \text{ m}^2$

Etat limite service : $S_{ele.rad} = N_s / 1.33 \times \sigma_{sol} = 102.50 \text{ m}^2$

$S_{radier} = \max (S_{elu.rad}; S_{ele.rad}) = 140.32 \text{ m}^2$

$S_{bati} \geq S_{rad} =$

$S_{bati} = 515.28 \text{ m}^2 \geq S_{rad} = 140.32 \text{ m}^2$

on prévoit seulement un débord minimal , il sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq (h_n/2; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

on prend : $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale de radier :

$S_{radier} = S_{bat} + S_{deb} = 515.28 + 43.80 = 559.08 \text{ m}^2$

3. Calcul des sollicitations à la base de radier :

• Charge permanente :

$G_{batim} = 23809.74 \text{ KN}$

Poids propre du radier

$P_{radie} = P_d + P_{ner} + P_{tvo} + P_{flottante} =$

Poids de la dalle de radier

$G_{radier} = \gamma_b \cdot (h_r \cdot S_r) = 2528.18 \text{ kn}$

Poids de la nervure

$G_{nervr} = \gamma_b \cdot ((h_p - h_r) \cdot \Sigma L_i) = 92.81 \text{ kn}$

Poids de TVO :

$p_{tvo} = 17.00 \text{ KN/m}^3$

$S_{rad} = 140.32 \text{ m}^2$

$S_{ner} = b_n \cdot (h_n - h_t) \cdot (L_x \cdot n_x + L_y \cdot n_y) = 88.63 \text{ m}^2$

$P_{TVO} = 5843.95 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante :

$P_{df} = (S_{rad} - S_{nerv}) \cdot \rho_{beton} = 193.85 \text{ KN}$

d'où: $G_{radie} = P_d + P_{ner} + P_{tvo} + P_{flottante} = 8658.80 \text{ KN}$

• Surcharge du bâtiment et de radier

$$Q_{\text{bati}} = 3454.83 \text{ Kn}$$

$$Q_{\text{radier}} = \text{surchage d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 350.80 \text{ Kn}$$

• **Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 32468.54 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{\text{bâtiment}} + Q_{\text{radier}} = 3805.63 \text{ KN}$$

IV.6.2 Ferrailage du radier :

IV.6.2.1 Evaluation des charges pour le calcul du radier :

	a) Pour le Ferrailage	b) Pour la vérification	
$\sigma_1, \sigma_2 = N/S_{\text{rad}} \pm M/I.V$	40863.73	30802.91	kn
$\sigma_{\text{max}} = N u T / S_r =$	79.30	59.78	kn/m
$\sigma_{\text{rad}} = \gamma b.h =$	8.75	8.75	kn/m ²
$\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} =$	70.55	51.03	kn/m ²
$Q_u =$	70.55	51.03	kn/m ²

IV.6.2.2 Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec

$$L_x \leq L_y.$$

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1. **1 ère cas :**

Si : $\alpha L / L 0,4 = x y \geq La$ dalle portante suivant les deux directions

- Les moments sont données par :

$$2 M_{0x} = \mu_x q L_x \quad M_{0y} = \mu_y M_0$$

- Moment en travée :

$$M_t = 0,85 M_0 \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75 M_0 \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

- Moment sur appuis :

$$M_a = 0,4 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5 M_0 \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire}$$

2. **2 ème cas :**

Si : $\alpha L / L 0,4 = x y < La$ dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

$\rho_x = l_y/l_x < 0.40$	$\Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens sens.	
$0,4 \leq \rho_x$	$\Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens	
$L_x =$	22.00	m

Ly =	21.80	m
ρx=	0.991	
⇒	la dalle travaille dans les deux sens	

	μx	q	L	Mx = μx.q.lx ²
ELU	0.042	70.55	6.65	131.59
ELS	0.042	8.75	6.65	16.32

	μy	Mx	My = μy.Mx
ELU	0.98	131.59	129.08
ELS	0.98	16.32	16.01

panneaux	rive		intermédiaires	
X-X	Ma= 0,3 M0	39.48	Ma= 0,5 M0	65.80
	Mt= 0,85 M0	111.85	Mt= 0,75 M0	98.69
Y-Y	Ma= 0,3 M0	38.72	Ma= 0,5 M0	64.54
	Mt= 0,85 M0	109.72	Mt= 0,75 M0	96.81

IV.6.2.3 Vérification des contraintes à l'E.L.S:

b = 100 cm

h = 35 cm

d = 0.9h = 31.50 cm

	Sens XX		Sens YY	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M _u (kN.m)	65.80	111.85	64.54	109.72
μbu	0.0467	0.0794	0.0458	0.0779
α	0.060	0.104	0.059	0.101
β	0.976	0.959	0.977	0.959
As =Mu/σb.β.d (cm ²)	6.15	10.64	6.03	10.43
As adopté (cm ²)	6.78	6.78	6.78	6.78
Choix de Φ	6HA16	6HA16	6HA16	6HA16
Espacement (cm)	12.06	12.06	12.06	12.06

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

- **En travée (dans les deux sens):**

a) Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15A_s (d - y) = 15.50 \quad m$$

b) Détermination du moment d'inertie:

$$I = b/3 \cdot y^3 + \eta A_s \cdot (d - y)^2 = 223548.15 \quad cm^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = M_{ser}/I \cdot y = 0.47 \quad Mpa$$

$$\sigma'_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \quad Mpa$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} \quad cv$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\sigma_{st} = \eta \cdot M_{ser}/I \cdot (d - y) = 175.22 \quad Mpa$$

$$\sigma'_{st} = \min(2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201.63 \quad Mpa$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma'_{st} \quad cv$$

• En appuis (dans les deux sens):

a) Détermination de la position de l'axe neutre:

$$by^2/2 - 15A_s (d - y) = 15.59 \quad m$$

b) Détermination du moment d'inertie:

$$I = b/3 \cdot y^3 + \eta A_s \cdot (d - y)^2 = 1689558.70 \quad cm^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = M_{ser}/I \cdot y = 0.95 \quad Mpa$$

$$\sigma'_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \quad Mpa$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} \quad cv$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\sigma_{st} = \eta \cdot M_{ser}/I \cdot (d - y) = 155.87 \quad Mpa$$

$$\sigma'_{st} = \min(2/3 f_{te}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201.63 \quad Mpa$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma'_{st} \quad cv$$

IV.6.2.4 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha L / L 0,4 = x y >$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

IV.6.2.4.1 Armatures longitudinale :

a) Sens longitudinale (y) :

1. Calcul de Q' :

$$Q' = Q/2(1-Lx1^2/3Ly1^2)Lx1+(1-Lx2^2/3Ly1^2)Lx2)$$

Avec :

$$Lx1 = 5.85 \text{ m}$$

$$Lx2 = 6.5 \text{ m}$$

$$Ly1 = 4.5 \text{ m}$$

$$Q = 70.55 \text{ kn/m}^2$$

$$Q' = 159.94 \text{ Kn.m}$$

2. Calcul du ferrailage :

$$Mt = 0.75M0 = 119.96 \text{ Kn.m}$$

$$Ma1 = 0.5M0 = 79.97 \text{ Kn.m}$$

$$Ma2 = 0.4M0 = 63/98 \text{ Kn.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h = 90 \text{ cm}$$

$$d = 81 \text{ cm}$$

sens y-y	Appuis intermédiaire	Appuis de rive	En travée
Mu (kN.m)	79.97	63.98	119.96
μbu	0.019	0.015	0.029
α	0.024	0.019	0.036
β	0.990	0.992	0.985
As =Mu/σb.β.d (cm ²)	2.86	2.29	4.32
As adopté (cm ²)	7.70	7.70	7.70
Choix de Φ	6HA14	6HA14	6HA14

3. Contrainte de cisaillement :

$$Tmax = ql/2 = 519.82 \text{ Kn}$$

$$\tau u = Tmax/bd = 1.43 \text{ Mpa}$$

$$\tau'u = \min (0.1fc28;4\text{Mpa}) = 2.50 \text{ Mpa}$$

$$\tau^-u > \tau u \dots\dots\dots cv$$

b) Sens transversal(x) :

1. Calcul de Q' :

$$Q' = Q/2(1-Lx1^2/3Ly1^2)Lx1+(1-Lx2^2/3Ly1^2)Lx2)$$

Avec :

$$\begin{aligned}
 L_{x1} &= 4.05 \text{ m} \\
 L_{x2} &= 4.5 \text{ m} \\
 L_{y1} &= 6.5 \text{ m} \\
 Q &= 70.55 \text{ kn/m}^2 \\
 Q' &= 257.77 \text{ Kn.m}
 \end{aligned}$$

2. Calcul du ferrailage :

$$\begin{aligned}
 M_t &= 0.75M_0 = 193.33 \text{ Kn.m} \\
 M_{a1} &= 0.5M_0 = 128.88 \text{ Kn.m} \\
 M_{a2} &= 0.4M_0 = 103.11 \text{ Kn.m} \\
 b &= 45 \text{ cm} \\
 h &= 90 \text{ cm} \\
 d &= 81 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

sens y-y	Appuis intermédiaire	Appuis de rive	En travée
M_u (kN.m)	22.85	28.56	42.84
μ_{bu}	0.039	0.048	0.073
α	0.049	0.062	0.094
β	0.980	0.975	0.962
$A_s = M_u / \sigma_b \cdot \beta \cdot d$ (cm ²)	9.30	11.69	17.77
A_s adopté (cm ²)	7.70	7.70	7.70
Choix de Φ	6HA14	6HA14	6HA14

3. Contrainte de cisaillement :

$$\begin{aligned}
 T_{\max} &= q l / 2 = 837.74 \text{ Kn} \\
 \tau_u &= T_{\max} / b d = 2.30 \text{ Mpa} \\
 \tau'_u &= \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2.50 \text{ Mpa} \\
 \tau_u &> \tau_{cv}
 \end{aligned}$$

IV.6.2.4.2 Armatures transversales :

$$\phi \leq \min(h/35; \phi_l; b/10) = 14 \text{ mm}$$

on prend : $\phi = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$s_t = \min(h/4; 12\phi_l) = 14 \text{ cm}$$

on prend : $s_t = 15 \text{ cm}$

IV.6.3 Schéma de ferrailage :

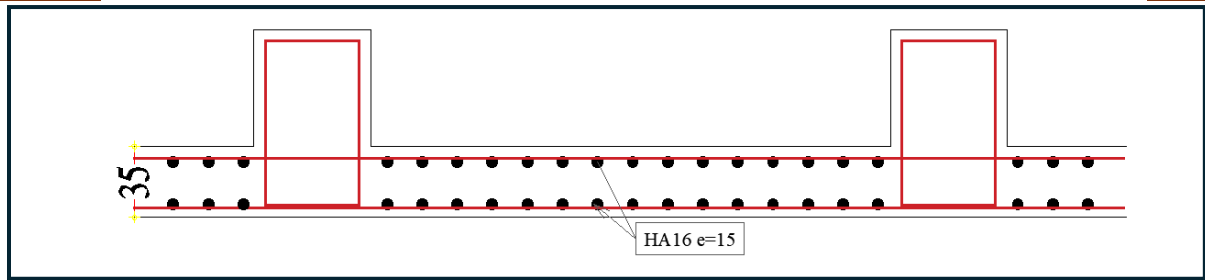


Figure VI.3. Schéma de ferrailage de radier sens x-x et y-y

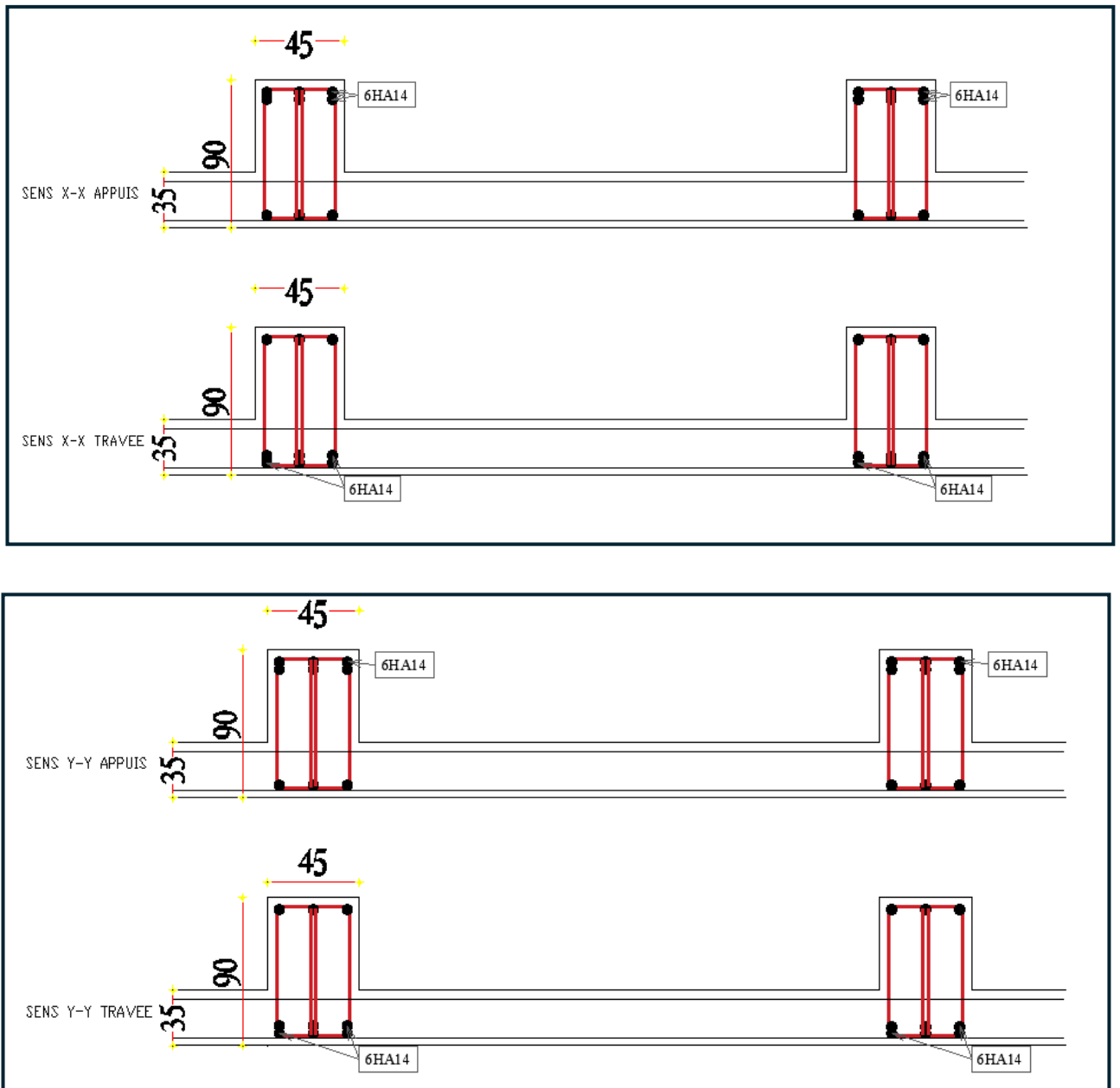


Figure VI.4. Schéma de ferrailage de poutre libage sens x-x et y-y

Conclusion générale :

« L'analyse et l'interprétation des résultats obtenus à chacune des différentes étapes de notre étude nous permettent de conclure ce qui suit :

- La phase de pré-dimensionnement a montré que les sections choisies initialement ne sont pas toujours définitives. En effet, un surdimensionnement des éléments structuraux entraîne une augmentation inutile du poids de la structure ainsi que de la consommation de béton et d'acier, ce qui accroît les coûts et les charges transmises aux fondations et au sol. Il est donc nécessaire de trouver un équilibre entre sécurité et économie conformément aux exigences du RPA 2024..
- L'étude du comportement de la structure sous actions horizontales a permis d'évaluer la contribution des portiques et des voiles dans la reprise des efforts sismiques. L'analyse des rigidités et de la répartition des forces a confirmé l'efficacité du système adopté. Les résultats ont montré que la structure répond aux exigences du RPA 2024 grâce à un système de contreventement mixte (portiques-voiles avec interaction), obligatoire pour ce type de bâtiment en zone sismique.
- L'analyse des données géotechniques et des calculs de l'infrastructure a mis en évidence la nécessité d'une fondation rigide et homogène. Les semelles isolées nécessitaient une surface trop importante par rapport à l'emprise du bâtiment. Ainsi, le radier général a été retenu comme la solution la plus adaptée. Il garantit une meilleure stabilité de l'ouvrage et réduit les risques de tassements différentiels.

Dans le cadre de l'analyse structurelle, le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis a été utilisé pour développer un modèle tridimensionnel du bâtiment et réaliser les calculs nécessaires. Cet outil a démontré une grande précision ainsi qu'une excellente rapidité d'exécution. Il a ainsi permis d'analyser efficacement le comportement de la structure. Cela a également facilité le dimensionnement fiable et optimisé des différents éléments structuraux.

Bien que le logiciel d'analyse structurelle soit puissant et performant, son utilisation correcte repose essentiellement sur un paramétrage précis conforme aux normes et réglementations en vigueur dans le pays. Il ne peut donc être utilisé de manière arbitraire sans être ajusté selon le code national.

C'est pourquoi l'ensemble des paramètres sismiques requis en Algérie a été soigneusement intégré, notamment :

- la classification du site (type de sol et zone),

Conclusion générale

- la catégorie d'usage du bâtiment,
- le coefficient de comportement définissant la réponse de la structure aux séismes,
- le spectre de réponse sismique de la zone II,
- ainsi que les nouvelles combinaisons d'actions introduites par le RPA 2024 et le CBA 93.

En conclusion, la fiabilité des résultats obtenus dépend principalement du bon paramétrage du logiciel selon les normes sismiques et les réglementations algériennes, afin de garantir des résultats précis et sécurisés.

BIBLIOGRAPHIE

LES REGLEMENT :

- Règles Parasismiques Algériennes. (RPA99/Version 2024).
- Règles BAEL 91.
- CBA 93

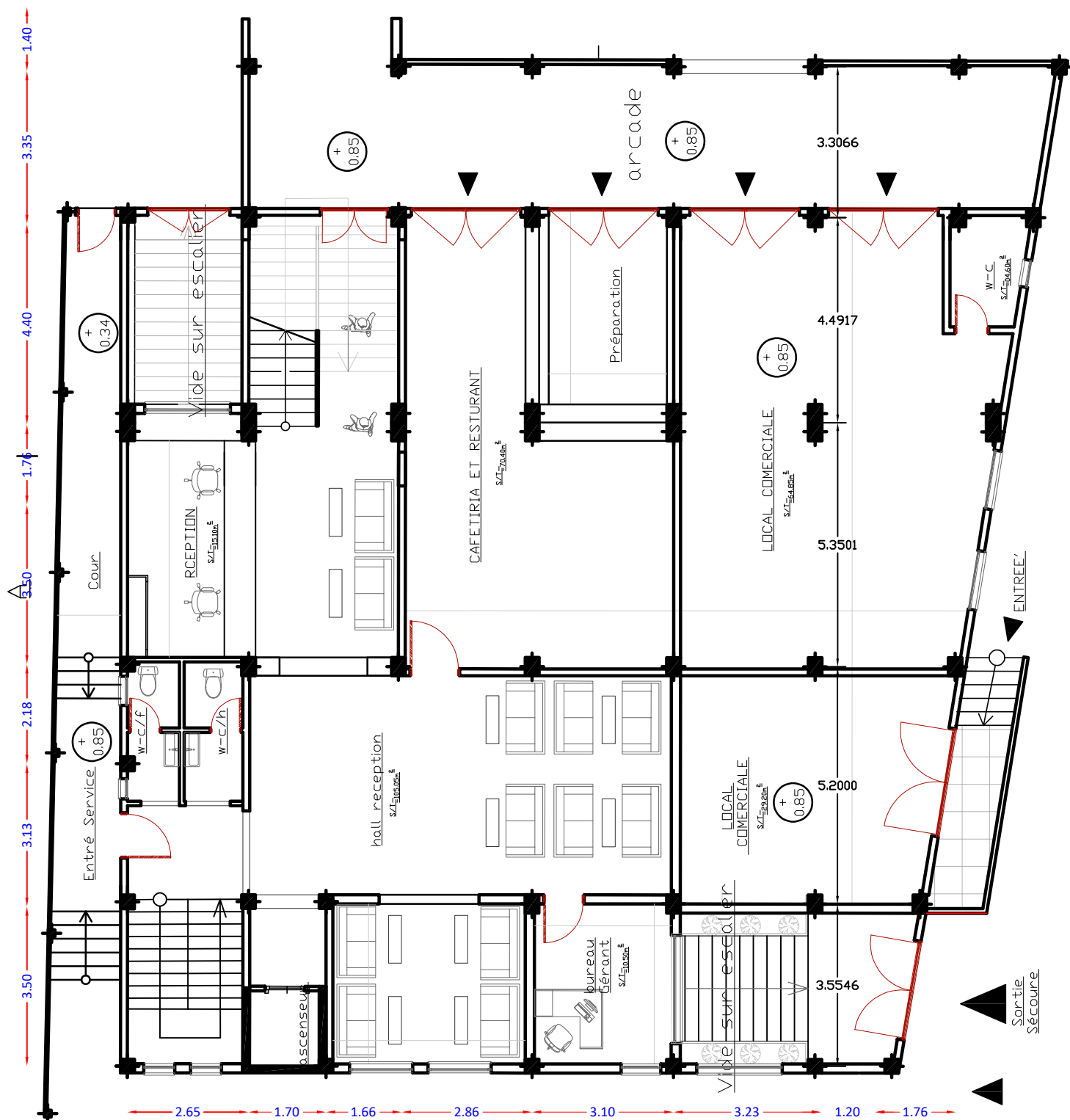
LOGICIELS :

- ROBOT STRUCTURALE ANALYSE 2024
- AUTOCAD 2021

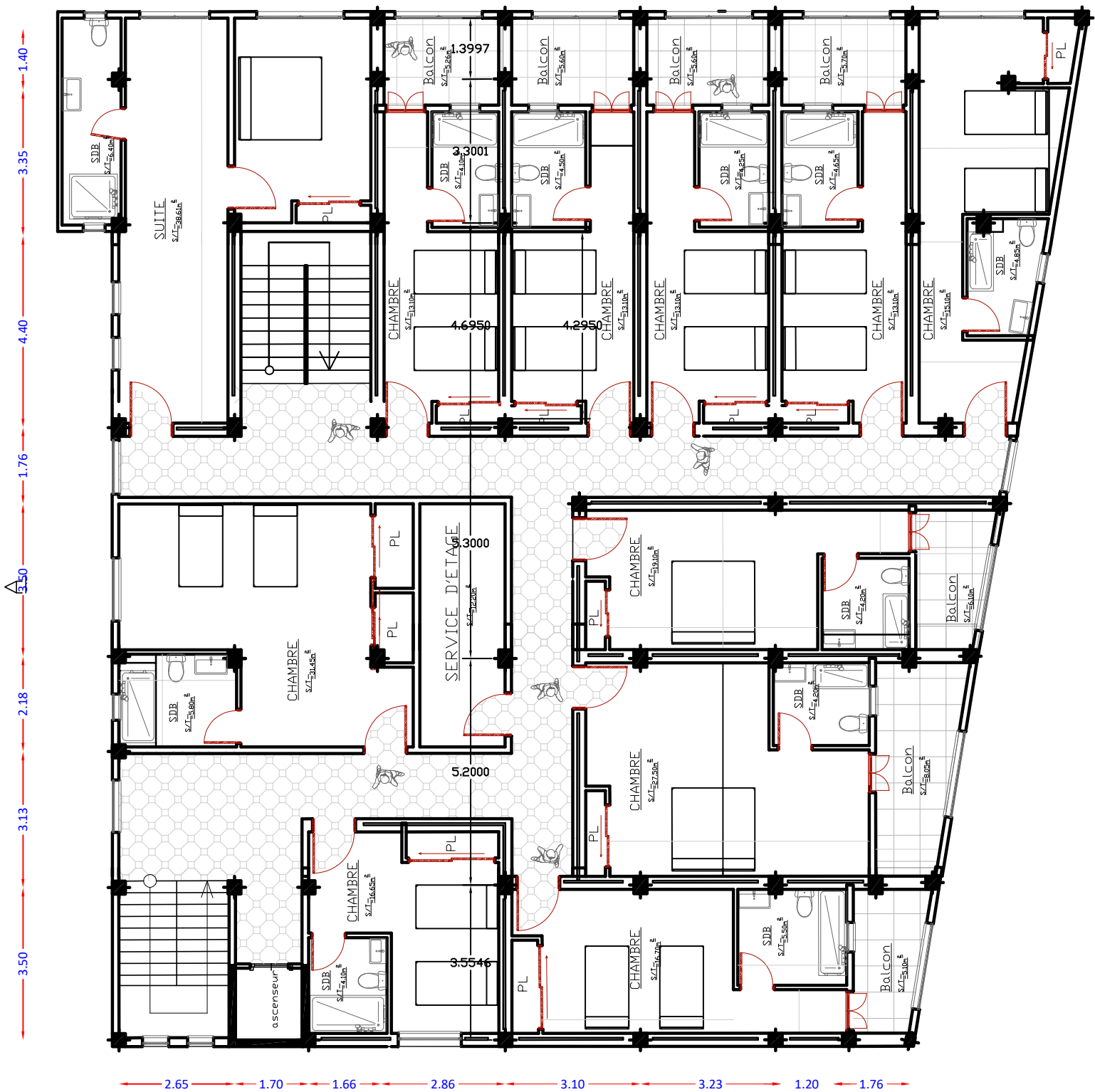
LES OUTILES OFFICE :

- WORD 2021
- EXCEL 2021

***LES
PLANS***



PLAN RDC ech 1/100





الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة الشهيد حمه لخضر بالوادي
مركز تطوير المقاولاتية لجامعة الوادي



الكلية/ المعهد : كلية العلوم والتكنولوجيا
القسم: الهندسة المدنية والري
المستوى و التخصص : 2 ماستر مواد بناء

مذكرة التخرج لنيل شهادة جامعية – مشروع مؤسسة اقتصادية

عنوان المشروع:

Conception et étude d'un bâtiment multi étages selon la nouvelle réglementations RPA (2024).

مقدمة في اطار الحصول على شهادة مؤسسة اقتصادية (مصغرة) في اطار القرار الوزاري 1275
المعدل و المتمم بالقرار الوزاري 008 المؤرخ في 23 فيفري 2025

الاسم التجاري للمؤسسة

VERTEX Ingénierie



السنة الجامعية: 2025 / 2026

الفهرس

أولاً: فريق العمل والإشراف

- 1- فريق العمل
- 2- فريق الإشراف

ثانياً: تعريف المشروع

1. تحديد النشاط
2. قطاع النشاط
3. رمز النشاط

ثالثاً: وصف فكرة المشروع

1. ما هي منتجاتي / خدماتي
2. من سيشتري منتجاتي / خدماتي
3. أين سيقام مشروعك وكيف ستصل منتجاتي/خدماتي للزبائن
4. كيف سيتشغل مشروعك
5. مبررات اختيار فكرة مشروعك

رابعاً: دراسة السوق

1. طبيعة وحجم المنافسة: من هم المنافسون المباشرون وغير المباشرين؟
2. حجم السوق المستهدف والمحتمل
3. تحليل SWOT: نقاط القوة والضعف والفرص والتهديدات لمشروعك
4. نموذج العمل التجاري BMC لمشروعك

خامساً: الدراسة التقنية

1. احتياجات المشروع من الموارد البشرية: (ما هي الاحتياجات من الموظفين؟)
2. موقع إقامة مشروعك ومبررات اختياره: أين سيكون موقع مشروعك؟

سادساً: تقدير تكاليف وإيرادات مشروعك

1- تقدير تكاليف مشروعك

- 1.1 تقدير المبلغ الإجمالي للاستثمار في مشروعك
- 2.1 تقدير مشتريات مشروعك من المواد الأولية في مشروعك
- 3.1 تقدير تكاليف اليد العاملة في مشروعك
- 4.1 تقدير التكاليف المشتركة لمشروعك
- 5.1 تقدير تكاليف اهتلاك الاستثمارات لمشروعك

2- تقدير إيرادات مشروعك

- 1.2 تقدير حجم المبيعات السنوية لمشروعك
- 2.2 حساب النتيجة السنوية لمشروعك

Conception et étude d'un bâtiment multi étages selon la nouvelle réglementations RPA (2024).

أولاً: فريق العمل والإشراف

1-فريق العمل

فريق المشروع	التخصص	الكلية/المعهد	الخبرة/الكفاءة في مجال المشروع
الطالبة: شكيمه سندس	هندسة مدنية	العلوم والتكنولوجيا	مقبولة وقابلة للتطور
الطالب:			
الطالب:			
الطالب:			
الطالب:			

2-فريق الإشراف

المشرف	التخصص	الكلية
المشرف الرئيسي : مصمودي فوزي	هندسة مدنية	العلوم والتكنولوجيا
المشرف المساعد:		

ثانياً: تعريف المشروع: يكون النشاط وفقاً للمدونات التي تحدد قائمة الأنشطة لكل هيئة تسجيل (المركز الوطني للسجل التجاري، الفلاحة، الصناعة التقليدية والحرف)؛

تحديد النشاط	قطاع النشاط	رمز النشاط (وفق مدونة الأنشطة للمركز الوطني للسجل التجاري cnrc)
مكتب دراسات تقنية	خدمات الهندسة والدراسات التقنية	

❖ في حالة نشاط مقنن، أو نشاط يحتاج إلى اعتمادات أو تراخيص خاصة، يجب ذكرها وذكر الجهة المانحة لها

سجل تجاري و اعتماد مكتب دراسات تقنية BET

ترخيص لممارسة نشاط الدراسات التقنية والهندسة المدنية

ثالثاً: وصف فكرة المشروع:

ينبغي ان يكون صاحب / أصحاب المشروع على دراية بكل تفاصيل المشروع وقادرين على تقديم وصف ملخص ودقيق عنه ، من

خلال الإجابة بدقة على العناصر التالية :

ما هي منتجاتي أو خدماتي: (حدد بدقة منتجاتك. خدماتك):

خدمات متخصصة في مجال الهندسة المدنية والدراسات التقنية للبنانيات المتعددة الطوابق والمشاريع الكبرى وفق التنظيمات الجديدة RPA 2024 من التصميم واعداد الدراسات والحسابات الانشائية ومتابعة التقنية للأشغال

Conception et étude d'un bâtiment multi étages selon la nouvelle réglementations RPA (2024).

من سيشتري منتجاتي / خدماتي (حدد زبائنك بدقة):

شركات الإنجاز والبناء، مكاتب الدراسات المعمارية التي تحتاج الى دراسات تقنية، المستثمرون في قطاع البناء

أين سيقام مشروعي وكيف تصل منتجاتي / خدماتي للزبائن: (بين مكان إقامة مشروعك وطرق التواصل مع زبائنك)

سيقع مقر المشروع في حي الشط ولاية الوادي نظرا للتوسع العمراني وتزايد مشاريع البناء في المنطقة وسيتم تقديم الخدمات للزبائن عبر:

مقر مكتب الدراسات

التواصل المباشر مع المؤسسات والزبائن

الزيارات الميدانية للورشات

العلاقات المهنية والتوصيات

كيف سيشتغل مشروعي (بين من سيقوم بتشغيل المشروع ومن سيساهم في ذلك): سيتم تسيير المشروع من طرف صاحبة المؤسسة باعتبارها مهندسة في الهندسة المدنية كما سيتم توظيف مساعد تقني يتولى متابعة مشاريع البناء والزيارات الميدانية للأوراش

ويعتمد نشاط المكتب على:

اللجنة الوطنية التنسيقية لمتابعة

مهام الأعمال الخاصة

NCCFIUE

• استعمال البرامج الهندسية المتخصصة

• التنسيق مع المعمارين وشركات الإنجاز

• متابعة مراحل انجاز المشاريع

• التنظيم الإداري والتقني للمكتب

مبررات اختيار فكرة مشروعي (اشرح لماذا تم اختيار هذه الفكرة بالذات): تم اختيار فكرة المشروع للأسباب التالية

• تزايد الطلب على الدراسات التقنية ومتابعة مشاريع البناء

• أهمية تطبيق التنظيمات الزلزالية الجديدة RPA2024

• الرغبة في انشاء مؤسسة خاصة في مجال الهندسة المدنية

• المساهمة في تطوير قطاع البناء والتشييد

Conception et étude d'un bâtiment multi étages selon la nouvelle réglementations RPA (2024).

رابعاً: دراسة السوق

1. طبيعة وشدة المنافسة: من هم المنافسون المباشرون وغير المباشرون؟

شدة المنافسة	طبيعة المنافسة		المنافسون
	متوسطة	قوية	مباشرة
ضعيفة			
	X		X
	X		X
	X		X

أذكر استراتيجيات مؤسستك في التعامل مع منافسيها:

تعتمد المؤسسة على:

- تقديم خدمات ذات جودة عالية
- الدقة واحترام اجل الإنجاز
- أسعار تنافسية
- المتابعة الجيدة للمشاريع

2. حجم السوق المستهدف والمحتمل:

- حجم السوق المستهدف: يمثل مجموعة الافراد أو المؤسسات والتي تقدم لها أو تعرض عليها - منتجاتك/خدماتك. (يطلب تحديد الشريحة المستهدفة، تعدادها، مكان تواجدها،).

- أصحاب مشاريع البناء الفردية

- شركات البناء

- المؤسسات العمومية والخاصة

- حجم السوق المحتمل: السوق المحتمل هو مجموعة الافراد أو المؤسسات التي تطلب أو يحتفل ان تطلب منتجاتك أو خدماتك لإشباع حاجاتهم ورغباتهم. (من يشتري منتجاتنا/ خدماتنا؟ من وما الذي يحفز على ذلك؟ أين يتواجدون؟ كم أعدادهم؟).

يعرف قطاع البناء في الجزائر نموا مستمرا خاصة في مجال البنايات متعددة الطوابق، مما يزيد من الحاجة الى مكاتب الدراسات التقنية المؤهلة

كما ساهم تطبيق RPA2024 في رفع الطلب على المهندسين ومكاتب الدراسات الزلزالية والتقنية

3. تحليل SWOT: نقاط القوة والضعف والفرص والتهديدات لمشروع:

Conception et étude d'un bâtiment multi étages selon la nouvelle réglementations RPA (2024).

- نقاط القوة: كل العناصر (داخل المؤسسة) التي تشكل مصدر قوة لمشروعي (قد تكون: مهارات خاصة، موارد بشرية، موارد مادية،)
- تخصص المؤسسة في RPA2024 وامتلاك مهارات هندسية حديثة
- تقديم خدمات متنوعة
- القدرة على الجمع بين الجانب التقني والإداري في التسيير
- إمكانية التطور التدريجي للمؤسسة وتوسيع النشاط مستقبلا
- نقاط الضعف: كل العناصر (داخل المؤسسة) التي تشكل نقطة ضعف أو تقف عائقا امام مشروعي حاليا أو مستقبليا
 - حادثة المؤسسة
 - محدودية الإمكانيات المالية
- الفرص: كل العناصر الخارجية التي لها أثر إيجابي على تنفيذ مشروعي أو تطوره في المستقبل
 - التوسع العمراني وتزايد مشاريع البناء في ولاية الوادي
 - ارتفاع الطلب على مكاتب الدراسات التقنية المؤهلة
 - زيادة الوعي بأهمية احترام المعايير الزلزالية
 - التطور المستمر في برامج وتقنيات الهندسة المدنية
- التهديدات: كل العناصر الخارجية التي لها أثر سلبي على تنفيذ مشروعي أو تطوره في المستقبل
 - كثرة المنافسين
 - ارتفاع تكاليف التجهيزات
 - التغيرات الاقتصادية

اللجنة الوطنية للتسييرية لمتابعة
وإدارة الأعمال الجامعية
NCCFIUE

جدول تحليل SWOT

عوامل تعطل تحقيق الأهداف	عوامل تساعد في تحقيق الأهداف	SWOT
Weaknesses نقاط الضعف 1 حادثة المؤسسة 2 محدودية الإمكانيات المالية	Strengths نقاط القوة 1 تخصص المؤسسة في RPA 2024 2 امتلاك مهارات هندسية حديثة 3 تقديم خدمات متنوعة	عوامل داخلية
Threats التهديدات 1 ارتفاع تكاليف التجهيزات 2 كثرة المنافسين 3 التغيرات الاقتصادية	Opportunities الفرص 1 التوسع العمراني و تزايد مشاريع البناء في ولاية الوادي 2 ارتفاع الطلب على مكاتب الدراسات التقنية المؤهلة 3 زيادة الوعي بأهمية احترام المعايير الزلزالية 4 التطور المستمر في برامج وتقنيات الهندسة المدنية	عوامل خارجية

NCCFIUE

عنوان المشروع:

Conception et étude d'un bâtiment multi étages selon la nouvelle réglementations RPA (2024).

4. نموذج العمل التجاري BMC لمشروع:

الشركاء الرئيسيون	الأنشطة الرئيسية الدراسات التقنية التصميم الانشائي المتابعة الميدانية الاستشارات الهندسية	القيمة المقترحة خدمات هندسية احترافية دقة في الإنجاز متابعة تقنية للمشاريع تطبيق RPA2024	العلاقة مع العملاء تواصل مباشر متابعة مستمرة تقديم استشارات	العملاء الأفراد شركات البناء المرقيون العقاريون الهيئات العمومية
	الموارد الرئيسية مهندسة مدنية مساعد تقني برامج هندسية تجهيزات مكتبية		قنوات توزيع المكتب وسائل التواصل الاجتماعي التسويق الرقمي العلاقات المهنية	
التكاليف		الإيرادات		
تجهيز المكتب الأجور الايجار التسويق		الدراسات التقنية المتابعة الميدانية الاستشارات الهندسية		

Conception et étude d'un bâtiment multi étages selon la nouvelle réglementation RPA (2024).

خامسا: الدراسة التقنية

1. احتياجات المشروع من الموارد البشرية: حدد بدقة احتياجات مشروعك من الموارد البشرية

الكفاءات / الشهادات	العدد	طبيعة المستخدمين
شهادة جامعية في الهندسة المدنية	1	المسير
مهندس مدني مساعد في الهندسة لمتابعة مشاريع البناء	1	الإطارات (مهندسين، رؤساء المصالح، المكلفين بالتسويق، رؤساء الورشات...إلخ).
لا يوجد في مرحلة الانطلاق وتتولى المسيرة المهام الإدارية	0	عمال التحكم (المكلفين بالمخزن، السكريتاريا...إلخ).
عاملة نظافة	1	عمال التنفيذ (السائق، الحارس، عامل النظافة...إلخ).

2. اختيار موقع إقامة المشروع: أين سيكون موقع المشروع ومبررات اختياره؟ (قدم المبررات اللازمة لاختيار موقع المشروع)

تم اختيار ولاية الوادي خاصة منطقة الشط الصناعية كمقر للمؤسسة بسبب:

- ❖ التوسع العمراني المستمر
- ❖ كثرة مشاريع البناء
- ❖ ارتفاع الطلب على خدمات الدراسات التقنية
- ❖ سهولة التنقل الى الاوراش
- ❖ قرب المؤسسة من الزبائن المستهدفين

سادسا: تقدير تكاليف وإيرادات المشروع

1 - تقدير تكاليف المشروع

1.1 تقدير المبلغ الإجمالي للاستثمار: (تكلفة المشروع)

المبلغ (دج)	البيان
	آلات ومعدات الإنتاج
620000.00	تهيئة المحل
	الأصول البيولوجية (الحيوانات- الأشجار...)
5099000	العتاد المتنقل
440000	العتاد المكتبي
770000	عتاد الإعلام الآلي
	عتاد السمعي البصري
25000	عتاد الاتصالات
200000	تركيب التجهيزات
100000	المصاريف العامة المتعلقة بالإنشاء
32000	رأس المال العامل (المادة الأولية)
7286000	المبلغ الإجمالي للاستثمار (تكلفة المشروع)



2.1 تقدير مشتريات المشروع من المواد الأولية

قائمة المواد الاولية				السنة 1	السنة 2	السنة 3
المادة الاولية 1: أوراق الطباعة	الكمية المشتريات	100 رزمة	120 رزمة	140 رزمة		
	سعر الوحدة	700 دج	700 دج	700 دج		
	تكلفة شراء المادة الاولية 1	70000 دج	84000 دج	98000 دج		
المادة الاولية 2: احبار الطابعات	الكمية المشتريات	20 خرطوشة	25 خرطوشة	30 خرطوشة		
	سعر الوحدة	2000 دج	2000 دج	2000 دج		
	مبلغ المادة الاولية 2	40000 دج	50000 دج	60000 دج		
المادة الاولية 3: مستلزمات مكتبية	الكمية المشتريات	1	1	1		
	سعر الوحدة	30000 دج	35000 دج	40000 دج		
	تكلفة شراء المادة الاولية 3	30000 دج	35000 دج	40000 دج		
إجمالي مبالغ المشتريات		140000 دج	169000 دج	198000 دج		

3.1 - تقدير تكاليف اليد العاملة

تسمية المنصب			عدد العمال			قيمة الاجر		
السنة 1	السنة 2	السنة 3	السنة 1	السنة 2	السنة 3	السنة 1	السنة 2	السنة 3
المسير / أو الميسرون	1	1	1	/	/	/	/	/
الإطارات (مهندسين، رؤساء المصالح، المكلفين بالتسويق، رؤساء الورشات... إلخ).	1	1	1	1	1	30000	33000	36000
عمال التحكم (المكلفين بالمخزن، السكرتاريا... إلخ).	/	/	/	/	/	/	/	/
عمال التنفيذ (السائق، الحارس، عامل النظافة... إلخ).	1	1	1	1	1	6000	6000	6000

- ينبغي أن لا يقل الاجر الشهري الصافي عن الحد الأدنى المضمون

4.1 تقدير التكاليف الخارجية للمشروع

السنة 03	السنة 02	السنة 01	البيان
20000	20000	20000	مصاريف الكهرباء / الغاز / الماء
30000	30000	30000	تكاليف الصيانة و التصليح
300000	300000	300000	تكاليف الايجار
100000	100000	100000	مصاريف تأمين العتاد و المعدات
/	/	/	مصاريف التسويق (الدعاية والإشهار)
/	/	/	تكاليف التكوين والتدريب
135000	130000	120000	مصاريف عامة (أعباء خارجية) أخرى
585000 دج	580000 دج	570000 دج	المجموع

5.1 تقدير تكاليف اهتلاك الاستثمارات

البيان	مدة الاهتلاك (بالسنوات)	قسط الاهتلاك السنوي (دج)
آلات ومعدات الإنتاج	/	/
العتاد المتنقل	5 سنوات	1200000
العتاد المكتبي	15 سنة	44000
عتاد الإعلام الآلي	3 سنوات	25600
عتاد السمعي البصري	/	/
عتاد الاتصالات	5 سنوات	5000
.....		
المبلغ الإجمالي		1274600 دج

- يطبق الاهتلاك الخطي (تحدد مدة الاهتلاك وفقا لقرار وزارة المالية المؤرخ في 14 أبريل 2025 المعدل والمتمم للقرار الصادر بتاريخ 25 فيفري 2024 الذي يحدد مدة اهتلاك التثبيات المطبقة لتحديد النتيجة الجبائية – الجريدة الرسمية عدد 29 لسنة 2025)

3-تقدير إيرادات المشروع

1.3 تقدير حجم المبيعات السنوية

البيان	السنة 1	السنة 2	السنة 3
المنتج / الخدمة 1: الدراسات التقنية والانشائية	الكمية المباعة	10 مشاريع	12 مشروع
	سعر الوحدة	120000	150000
	قيمة مبيعات المنتج 1	1200000 دج	1800000
المنتج / الخدمة 2: المتابعة التقنية للأشغال	الكمية المباعة	7 مشاريع	10 مشاريع
	سعر الوحدة	30000 دج	33000 دج
	قيمة مبيعات المنتج 2	210000 دج	330000 دج
المنتج / الخدمة 3: الاستشارات الهندسية	الكمية المباعة	20 استشارة	25 استشارة
	سعر الوحدة	10000 دج	10000 دج
	قيمة مبيعات المنتج 3	200000 دج	250000 دج
إجمالي المبيعات	1210000 دج	1780000 دج	2555000 دج

اللجنة الوطنية للتسييقية لمتابعة

الاستشارات الهندسية

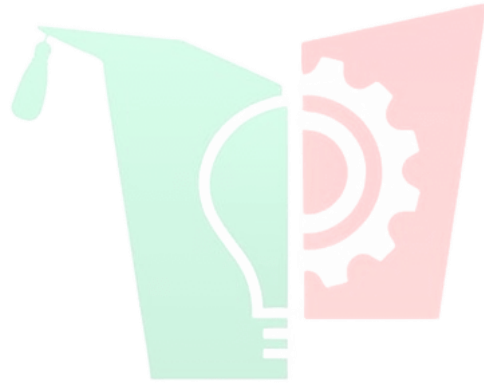
2.3 حساب النتيجة السنوية

البيان	السنة 01	السنة 02	السنة 03
رقم الأعمال (المبيعات) ... (1)	121000 دج	178000 دج	255000 دج
المشتريات المستهلكة ... (2)	140000 دج	169000 دج	198000 دج
الأعباء الخارجية ... (3)	570000 دج	580000 دج	585000 دج
القيمة المضافة ... (4) = (1) - (2) - (3)	50000 دج	103100 دج	177200 دج
الأجور والأعباء الاجتماعية ... (5)	432000 دج	468000 دج	504000 دج
إجمالي فائض الاستغلال ... (6) = (4) - (5)	68000 دج	563000 دج	1268000 دج
الإهلاكات و المؤونات (7)	1325000 دج	1325000 دج	1325000 دج
ناتج الاستغلال (8) = (6) - (7)	1257000 دج	762000 دج	57000 دج
الضرائب على الشركات / IFU (9)	30000 دج	30000 دج	30000 دج
صافي الدخل (10) = (8) - (9)	1227000 دج	732000 دج	27000 دج
تطور رقم الأعمال	/	+ 47.1%	+ 43.5%

خاتمة:

القيمة المضافة المتوقعة للمشروع على الاقتصاد المحلي والوطني.....

في ختام هذه الدراسة يتوقع الهدف من مشروع VERTEX Ingénierie الى تقديم خدمات هندسية متخصصة في مجال الدراسات التقنية للبنىات متعددة الطوابق وفق RPA2024 وعدة تطبيقات هندسية مع المساهمة في تطوير قطاع البناء والتشييد بولاية الوادي



اللجنة الوطنية التنسيقية لمتابعة
الابتكار وريادة الأعمال الجامعية
NCCFIUE