

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية

الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par : GUERRAD Loubna Ikram & NAIMI Fatima Zohra

Sujet

Etude technique d'un bâtiment R+6 en béton armé

Soutenu publiquement, le 14 / 06 / 2026, devant le jury composé de :

Mr.BEDJAOUI Mohammed Chakib	Maitre-assistant grade A	Univ. Tlemcen	Président
Mme.GHEZALI Sabah	Maitre-assistant grade A	Univ. Tlemcen	Directeur de mémoire
Mme.SAIL Latefa	Maitre de conférences A	Univ. Tlemcen	Examinatrice

2025/2026

DEDICACE

Avec tout mon amour et ma reconnaissance, je dédie ce mémoire avec une immense gratitude :

À moi-même et à ma chère binôme.

À mon père, le pilier de ma vie, pour son amour, son soutien et ses sacrifices.

À ma chère maman, Allah yerhamha, que son âme repose en paix et qu'elle reste à jamais dans mon cœur.

À ma sœur, mon refuge et ma force dans les moments difficiles, celle qui m'a toujours soutenue sans jamais lâcher ma main.

À mes frères.

À toute ma famille.

À mes amies les plus proches Fatéma Zohra et Nawel, ainsi qu'à mes camarades de la filière Génie Civil, en particulier ceux de l'option Structure.

À tous mes enseignants pour leur encadrement et leurs précieux conseils.

Enfin, à toutes les personnes qui m'ont soutenue de près ou de loin.

GUERRAD Loubna Ikram

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices et leurs prières qui m'ont toujours accompagnée tout au long de mon parcours.

À mon cher mari Brahim, pour son soutien, sa patience et ses encouragements constants.

À mes chers enfants, Mohamed, Yasmine et Nadir, qui sont ma plus belle source de motivation et de bonheur.

À mes frères et sœurs : Brahim, Badra, Mohamed, Rachid et Saida, pour leur présence et leur soutien précieux.

À ma binôme et amie Loubna, avec qui j'ai partagé les efforts, les difficultés et les moments marquants de cette expérience.

À toute la famille Naimi et Aissani, pour leur soutien et leurs encouragements.

À mes amis et collègues d'études et de travail en génie civil, pour les beaux souvenirs, l'entraide et l'esprit de solidarité.

Enfin, à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

NAIMI Fatima Zohra

REMERCIEMENT

Louange à Allah, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, la patience et la persévérance nécessaires pour mener ce travail à son terme.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadrante Mme. GHEZALI Sabah, pour son accompagnement précieux, sa disponibilité constante, ses conseils avisés ainsi que la confiance qu'elle nous a accordée tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Son encadrement rigoureux et ses orientations pertinentes ont grandement contribué à la réalisation de ce travail.

Nos sincères remerciements s'adressent également aux membres du jury Mme. SAIL Latifa et Mr. BEDJAOUI Mohammed Chakib qui ont accepté d'examiner ce mémoire et de l'enrichir par leurs remarques constructives et leurs observations pertinentes.

Nous tenons à remercier chaleureusement le professeur BELBACHIR Ahmed, pour son accompagnement, sa générosité et ses conseils précieux, qu'il nous a apportés, qui nous ont été d'une grande aide tout au long de ce mémoire.

Nous adressons aussi notre reconnaissance à l'ensemble des enseignants du département de génie civil pour la qualité de la formation dispensée, ainsi que pour le savoir, l'expérience et les valeurs professionnelles qu'ils nous ont transmis durant notre parcours universitaire.

Enfin, nous exprimons notre gratitude à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail par leur aide, leurs encouragements et leur soutien moral.

Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde reconnaissance et de notre sincère gratitude.

GUERRAD et NAIMI

Résumé

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé R+6 à usage d'habitation, situé à Remchi, Wilaya de Tlemcen, classé en zone sismique (IV) selon le RPA 2024.

La structure est de type mixte portique-voile, assurant stabilité et résistance face aux sollicitations sismiques.

Le prédimensionnement et le calcul des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) ont été réalisés conformément aux normes BAEL 91 modifié 99 et RPA 2024, tandis que la fondation par semelle filante garantit une répartition efficace des charges.

L'analyse dynamique a été effectuée avec SAP2000, et les plans de ferrailage ont été réalisés avec AutoCAD, permettant une modélisation précise et une conception optimisée de tous les éléments structuraux.

Cette étude combine théorie, outils informatiques et respect des normes parasismiques, offrant une référence utile pour la conception de bâtiments sûrs et stables dans des zones sismiques élevées.

Mots-clés : Béton armé, modélisation, dimensionnement, zone sismique IV, RPA 2024, SAP2000, semelle filante.

Abstract

This study focuses on a reinforced concrete (R+6) residential building located in Remchi, Tlemcen Province, classified as seismic zone (IV) according to the Algerian Seismic Code (RPA 2024).

The structure employs a mixed frame-shear wall system, ensuring stability and resistance under seismic loads.

The pre-dimensioning and design of the main structural elements (columns, beams, and shear walls) were carried out in accordance with BAEL 91 modified 99 and RPA 2024, while the strip footing foundation ensures an efficient distribution of loads. SAP2000 was used for dynamic analysis, and AutoCAD was employed for the preparation of reinforcement drawings, allowing accurate modeling and optimized design of all structural elements.

This study integrates theoretical knowledge, advanced computational tools, and compliance with seismic regulations, providing a practical reference for the design of safe and stable buildings in high seismic risk areas.

Keywords: Reinforced concrete, modeling, design, seismic zone IV, RPA2024, SAP2000, strip footing.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى الدراسة الديناميكية لبناية سكنية مكونة من طابق أرضي وستة طوابق (R+6) والمتواجدة بمدينة الرمشي ولاية تلمسان؛ المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية الرابعة حسب قانون الهندسة المضادة للزلازل الجزائري RPA2024.

تم تصميم المنشاء بالخرسانة المسلحة مع الاعتماد نظام إنشائي مكون من الأعمدة، الجسور والجدران القصية لضمان مقاومة واستقرار البناية تحت تأثير مختلف الحمولات وخاصة القوى الزلزالية. كما شملت الدراسة حساب وتحليل مختلف العناصر الانشائية وفق القوانين والمعايير المعمول بها مثل BAEL، و CBA 93 ، مع استعمال برنامج SAP2000 في النمذجة، التحليل الإنشائي واستخراج النتائج المتعلقة بسلوك البناية أثناء الزلازل .

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة ، النمذجة ، التصميم ، المنطقة الزلزالية الرابعة ، الأساس الشريطي

SAP2000،RPA2024

Sommaire

Abstract	6
INTRODUCTION GENERALE 1	20
Chapitre I :	22
Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.....	22
I.1 INTRODUCTION :	23
I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	23
I.3 CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DE L'OUVRAGE :	23
I.4 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL :	24
I.5 CONCEPTION DE LA STRUCTURE :	25
I.6 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX :	28
I.7 HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT :	32
I.8 SOLLICITATION DU CALCUL VIS-A-VIS DES ETATS LIMITES :	32
I.9 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES :	33
Chapitre II :	34
Descente des charges et prédimensionnement des éléments	34
II .1 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :	35
II.1.1 Introduction :	35
II.1.2 Plancher :	35
II.1.3 Corps creux :	35
II.1.4 Les poutres :	36
II.1.5 Les poteaux :	37
II.1.6 Voile :	41
II.1.7 Tableau récapitulatif :	42
II.2 DESCENTE DES CHARGES.....	42
II.2.1 Introduction.....	42
II.2.2 Plancher étage courant corps creux.....	43
II.2.3 Plancher terrasse inaccessible :	43
II.2.4 Mur double parois	44
II.2.5 Dalle pleine de 15cm (balcon) :	45
II.3 CONCLUSION	46
Chapitre III :	47
Etude des Planchers	47
III.1 INTRODUCTION	48

III.2 ETUDES DES POUTRELLES	48
III.3 METHODE FORFAITAIRE :	48
III.3.1 Principe de calcul des moments :	48
III.3.2 Effort tranchant :	50
III.3.3 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :	50
III.4 DIFFERENTES CHARGES DES POUTRELLES :	51
III.4.1 Les types de poutrelles :	51
III.4.2 Calcul des moments pour type1 :	52
III.5 LES CALCULS DE L'EFFORT TRANCHANT :	65
III.6 CALCUL DE FERRAILLAGE DES APPUIS :	66
III.6.1 Calcul de ferrailage d'appui à section en Té pour le Type 1 :	66
III.6.2 Calcul de ferrailage de travée à section en Té :	68
III.6.3 Armatures Transversales :	71
CONCLUSION :	72
Chapitre IV :	73
Étude des éléments secondaires	73
IV.1 L'ACROTERE :	74
IV.2 BALCON :	80
III. 1 ESCALIERS :	85
III.2.1 Introduction :	85
III.2.2 Pré dimensionnement des escaliers :	85
III.2.3 Evaluation des charges et surcharges :	86
III.2.4 Calcul des moments fléchissant ELU :	87
III.2.5 Calcul des moments fléchissant ELS :	89
III.2.6 Calcul de ferrailage :	90
III.2.3 Vérification des contraintes :	93
III.2.4 Verification des contraintes:	94
III.2.5 Vérification au cisaillement :	94
CONCLUSION :	95
Chapitre V :	96
Étude dynamique	96
V.1 INTRODUCTION :	97
V.2 BUT DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :	97
V.3 Modélisation de la structure :	97
V.4 METHODE DE CALCUL :	97

V.5 LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	98
V.5.1 Force sismique totale V :	98
V.5.2 Estimation de la période fondamentale de la structure (T_0) :	99
V.5.3 Coefficient d'accélération de zone A :	101
V.5.4 Coefficient de comportement global de la structure R :	101
V.5.5 Coefficient d'importance I :	101
V.5.6 Coefficient de site S :	102
V.5.7 Coefficient de correction λ :	102
V.5.8 Facteur de qualité QF :	102
V.5.9 Spectre de calcul :	104
V.5.10 Le poids total de la structure (WT) :	104
V.5.11 Détermination l'effort tranchant (V) :	105
V.6 LES FORCES SISMQUES DE CHAQUE NIVEAU :	105
V.7 JUSTIFICATION DE LA SECURITE :	107
V.7.1 Vérification de l'effort tranchant de la base :	107
V.7.2 Vérification de l'effort normal réduit :	108
V.7.3 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :	109
V.7.4 Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$:	111
V.7.5 Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement :	112
CONCLUSION :	113
Chapitre VI :	114
Etude des éléments structuraux	114
VI.1 INTRODUCTION :	115
VI.2 LES POUTRES :	115
VI.3 CALCUL FERRAILLAGE DE POUTRE PRINCIPALE EN FLEXION SIMPLE :	116
VI.3.1 Vérification des conditions du RPA :	123
VI.3.2 Vérification au cisaillement :	123
VI.3.3 Vérification de la flèche (BA EL 91) :	124
VI.4 CALCUL FERRAILLAGE DE POUTRE SECONDAIRE EN FLEXION SIMPLE :	124
VI.4.1 Vérification des conditions du RPA :	132
VI.4.2 L'espacement des barres :	132
VI.4.3 Vérification au cisaillement :	132
VI.4.4 Vérification de la flèche (BA EL 91) :	133
VI.5 LES POTEAUX :	134
VI.5.1 Combinaisons des charges :	134

VI.5.2 Sollicitations à considérer :	134
VI.5.3 Sollicitations max des poteaux :	135
VI.5.4 Calcul de ferrailage :	135
VI .6 VOILE :	144
CONCLUSION :	148
Chapitre VII :	149
Etude de l'infrastructure	149
VII.1 INTRODUCTION :	150
VII.2 TYPE DES FONDATIONS :	150
VII.3 CHOIX DE TYPE DE LA FONDATION :	150
VII.4 ETUDES DES SEMELLES ISOLEE :	150
VII.5 ETUDES DES SEMELLES FILANTES :	151
CONCLUSION :	153
CONCLUSION GENERALE :	154
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	155
ANNEXE	156

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités

Figure I.1	Plan de masse.	22
Figure I.2	Plan de façade.....	22
Figure I. 3	Plan situation	23
Figure I.4	Plancher en corps creux [1]	24
Figure I.5	Mur en maçonnerie	24
Figure I.6	Revêtement	25
Figure I.7	Schéma d'escalier [2]	25
Figure I.8	L'Acrotère [1]	26
Figure I. 9	Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELU [3].....	28
Figure I. 10	Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELS [3]	29
Figure I. 11	Diagramme contrainte-déformation de l'acier [4]	30

Chapitre II : Descente des charges et prédimensionnement des éléments

Figure II.1	Coupe transversal d'un corps creux [5].....	24
Figure II.2	section de poteau le plus sollicité	37
Figure II. 3	Coupe de voile en élévation [6]	40
Figure II.4	Plancher corps creux	42
Figure II.5	Plancher terrasse inaccessible	43
Figure II.6	Mur double parois	43

Chapitre III : Etude des Planchers

Figure III.1	Schéma explicatif des efforts tranchants	49
Figure III. 2	Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	63
Figure III. 3	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	63

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires

Figure IV.1	Coupe transversale de l'acrotère.....	71
Figure IV.2	Répartition des charges sur l'acrotère.....	72
Figure IV.3	Ferraillage d'acrotère	73
Figure IV. 4	Ferraillage d'acrotère.....	76
Figure IV.5	Schéma statique du balcon	77
Figure IV. 6	Section de calcul de ferraillage de balcon	79
Figure III. 7	Schéma de ferraillage de balcon.....	81
Figure III. 8	Schéma de ferraillage des escaliers.....	92

Chapitre V : étude dynamique

Figure V. 1	Modélisation de la structure avec « SAP2000 ».....	95
Figure V.2	Présentation des modes de vibration obtenus par SAP2000.....	97

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Figure VI.1	Schéma ferraillage des poutres principales.....	127
Figure VI.2	Schéma ferraillage des poutres secondaires	127
Figure VI.3	Détaille de zone nodale.....	137
Figure VI.4	Schéma ferraillage des poteaux.....	138
Figure VI.5	Dispositions du ferraillage longitudinal du voile.....	141

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1	Schéma d'une semelle isolée.....	144
Figure VII.2	Schéma d'une semelle filante.....	145

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralités

Tableau I.1	Caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage.....	21
Tableau I.2	Les hypothèses de dimensionnement.....	31

Chapitre II : Descente des charges et prédimensionnement des éléments

Tableau II. 1	Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux.....	38
Tableau II.2	Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.....	41
Tableau II.3	Descente de charge d'un plancher corps creux.....	42
Tableau II.4	Descente de charge d'un plancher corps creux	43
Tableau II.5	Descente de charge d'un mur double parois	44
Tableau II.6	Descente de charge d'une dalle pleine	44
Tableau II.7	La descente de charge du palier	44
Tableau II.8	La descente de charge de la paillasse	45

Chapitre III : Etude des Planchers

Tableau III.1	Evaluation des charges de poutrelle	51
Tableau III.2	Résultats des moments sur appuis à ELU	52
Tableau III.3	Résultats des moments sur travées à ELU	53
Tableau III.4	Résultats des moments sur appuis à ELS	54
Tableau III.5	Résultats des moments sur travées à ELS	55
Tableau III.6	Résultats des moments sur appuis à ELU	56
Tableau III.7	Résultats des moments sur travées à ELU.....	56
Tableau III.8	Résultats des moments sur appuis à ELS.....	57
Tableau III.9	Résultats des moments sur travées à ELS.....	57
Tableau III.10	Résultats des moments sur appuis à ELU	58
Tableau III.11	Résultats des moments sur travées à ELU	60
Tableau III.12	Résultats des moments sur appuis à ELS	60
Tableau III.13	Résultats des moments sur travées à ELS	62
Tableau III.14	Résultats des efforts tranchant et moments des poutrelles pour RDC+étage courante.....	63

Tableau III.15 Résultats des efforts tranchant et moments des poutrelles pour terrasse inaccessible.....	63
Tableau III.16 Résultats de ferrailage de Terrasse inaccessible en appui	67
Tableau III.17 Résultats de ferrailage de Terrasse inaccessible en travée.....	67
Tableau III.18 Résultats de ferrailage de RDC +étage courante en appui.....	68
Tableau III.19 Résultats de ferrailage de RDC +étage courante en travée	67

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires

Tableau IV.1 Les charges appliquées su l'acrotère.....	72
Tableau IV.2 Récapitulatif des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	73
Tableau IV.3 Charges et surcharges supportées par le balcon	81
Tableau IV. 4 Récapitulation du ferrailage de balcon (dalle pleine)	84
Tableau IV. 5 Les charges de calcul.....	87
Tableau IV. 6 valeur maximal des moments fléchissant et effort tranche.....	87

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V. 1 Valeurs du coefficient C_T	97
Tableau V.2 Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.....	97
Tableau V.3 Coefficient d'accélération de zone.....	98
Tableau V.4 Coefficient d'importance.....	98
Tableau V.5 Valeur de T_1 et T_2 selon le site.....	99
Tableau V.6 Valeurs des Pondérations P_q	99
Tableau V.7 Poids et masses de chaque niveau.....	101
Tableau V.8 Les efforts sismiques dans les deux directions.....	102
Tableau V.9 Effort tranchant global à la base par SAP 2000.....	103
Tableau V.10 Effort tranchant des voiles par SAP 2000.....	103
Tableau V.11 Les réactions à la base par SAP 2000 pour poteau.....	104
Tableau V.12 Les réactions à la base par SAP 2000 pour voile.....	104
Tableau V.13 Valeurs limites des déplacements inter-étages.....	105
Tableau V.14 Vérification du déplacement inter- étage suivant X-X.....	105
Tableau V.15 Vérification du déplacement inter- étage suivant Y-Y.....	106
Tableau V.16 Vérification de l'effet P- Δ suivant X-X.....	106

Tableau V.17	Vérification de l'effet P- Δ suivant Y-Y.....	107
---------------------	--	-----

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.1	Récapitulatif des moments fléchissant.....	110
Tableau VI.2	Ferraillage de poutre principale aux appuis de section (35×40).....	116
Tableau VI.3	Ferraillage de poutre principale aux travées de section (35×40).....	116
Tableau VI.4	Valeurs des moments fléchissant de la poutre secondaire.....	118
Tableau VI.5	Ferraillage de poutre secondaire aux appuis de section (35×40).....	125
Tableau VI.6	Ferraillage de poutre secondaire aux travées de section (35×40).....	125
Tableau VI.7	Les déformées sollicitations maximales à l'accidentelle (ELA).....	128
Tableau VI.8	Les déformées sollicitations maximales à l'ELU.....	129
Tableau VI.9	Les déformées sollicitations maximales à l'ELS.....	129
Tableau VI.10	Récapitulation des calculs ferraillage des poteaux utilisant N_{max} et M_{cor}	131
Tableau VI.11	Récapitulation des calculs ferraillage des poteaux utilisant N_{max} et M_{cor}	131
Tableau VI.12	Récapitulation des calculs ferraillage des poteaux utilisant N_{min} et M_{cor}	131
Tableau VI.13	Récapitulation des calculs ferraillages poteaux pour cas le plus défavorable	131
Tableau VI.14	Vérification à ELS des poteaux.....	133
Tableau VI.15	Récapitulatif des armatures transversales.....	134
Tableau VI.16	Les résultats de calcul des armatures transversales.....	136
Tableau VI.17	Dimensionnement du recouvrement des armatures des poteaux.....	136
Tableau VI.18	Dimension de la zone nodale des poteaux.....	137

LISTE DES ABREVIATIONS

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

RPA : Le Règlement Parasismique Algérien.

BAEL : Le règlement du Béton Armé aux Etats Limites.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

σ_{sc} : Contrainte dans d'acier comprimé.

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

$\overline{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vi} : Déformations différées.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours.

ν : Coefficient de poisson.

θ : Coefficient d'application.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

f_e : Limite élastique d'acier.

A_{st} : Section d'armature.

A_r : Armature de répartition.

ρ : Masse volumique.

S : Surface du poteau le plus sollicité.

U : Périmètre de la section.

e : Excentricité.

e_p : Epaisseur du poteau.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_x, i_y : Rayon de giration.

M_0 : Moment isostatique.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime.

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service.

T : Effort tranchant, Période.

V : Effort tranchant à la base.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

N_u : Effort normal aux ELU.

N_s : Effort normal aux ELS.

μ : Moment ultime réduit.

α : Position relative de la fibre neutre.

z : Bras de levier.

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

B_r : Section réduite.

C.V : Condition vérifié.

C.N.V : Condition non vérifié.

A : Coefficient d'accélération de zone.
D : Facteur d'amplification dynamique.
 $\xi\%$: Le pourcentage d'amortissement.
R : Coefficient de comportement global de la structure.
Q : Facteur de qualité.
 W_T : Poids total de la structure.
 W_i : Poids sismique au niveau « i ».

C_t : Coefficient de période.
β : Coefficient de pondération.
η : Facteur de correction d'amortissement.
L_f : Longueur de flambement.
L_r : Longueur de recouvrement.
L : Longueur ou portée.
 $\emptyset_l$: Diamètre d'une barre d'acier longitudinal.
 $\emptyset_t$: Diamètre d'une barre d'acier transversale.
S_t : Espacement.
 λ_g : L'élancement géométrique.
 Δ_k : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1.
 $\overline{\Delta_k}$: Déplacement limite.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
h_d : Epaisseur de la dalle.
h_N : Epaisseur de la nervure.
h_c : Hauteur libre d'étage.

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de conception, de réalisation et de dimensionnement des ouvrages de construction, avec le développement urbain et l'évolution des exigences de sécurité, la conception des bâtiments doit répondre aux normes techniques et parasismiques afin d'assurer la stabilité et la durabilité des structures.

Les ingénieurs en génie civil jouent un rôle clé dans la conception de bâtiments résistants aux séismes, tout en respectant les contraintes techniques, sécuritaires et architecturales. Leur objectif principal est d'assurer la sécurité des habitants et la durabilité des structures.

Notre projet consiste en la réalisation d'un bâtiment en béton armé R+6 à usage d'habitation, situé à Tlemcen -Remchi, classé en zone sismique (IV).

L'étude respecte les normes et règlements en vigueur, notamment le RPA 2024, le BAEL 91, et le Document Technique Réglementaire DTR.BC 2.2.

Pour l'analyse et la conception de la structure, nous avons utilisé les outils informatiques suivants :

- **SAP2000** pour l'étude dynamique et le dimensionnement de la fondation,
- **AutoCAD** pour la réalisation des plans de ferrailage

Le travail est organisé comme suit :

- **Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage et matériaux

Le projet concerne un bâtiment résidentiel R+6 à Tlemcen – Remchi, conçu selon les normes parasismiques, avec des matériaux résistants et durables, béton et acier.

- **Chapitre II** : Descente des charges et pré-dimensionnement

Toutes les charges (permanentes, d'exploitation et climatiques) sont évaluées et les éléments structuraux pré-dimensionnés pour assurer la stabilité.

- **Chapitre III** : Étude des planchers

Les planchers sont calculés pour résister aux moments et efforts tranchants, avec des armatures appropriées pour limiter les fissures.

- **Chapitre IV** : Éléments secondaires (Acrotères, Balcons, Escaliers)

Les acrotères, balcons et escaliers sont dimensionnés pour supporter les charges et garantir la sécurité des habitants.

- **Chapitre V** : Étude dynamique

La structure est analysée sismiquement avec SAP2000 pour vérifier les déformations et efforts selon la zone sismique IV.

- **Chapitre VI** : Étude des éléments structuraux

Poteaux, poutres et linteaux sont dimensionnés pour assurer la résistance globale et la stabilité de l'ouvrage.

- **Chapitre VII : Étude de l'infrastructure**

Les fondations sont adaptées au sol et aux charges, avec un système pour éviter l'humidité et assurer la stabilité du bâtiment.

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

I.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation en respectant le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/VERSION 2024).

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le présent projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation, destiné à un programme de 200 logements, implanté dans la wilaya de Tlemcen, daïra de Remchi. L'ouvrage est conçu et dimensionné conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien(RPA2024).

Le bâtiment étudié est composé d'un (01) rez-de-chaussée (RDC), de six (06) étages, d'une (01) cage d'escalier et d'une (01) terrasse inaccessible. Il est classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage IV), conformément aux dispositions du RPA. Selon le zonage sismique défini par le RPA 2024, la wilaya de Tlemcen est classée en zone de moyenne élevée (zone IV).

I.3 CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES DE L'OUVRAGE :

Tableau I.1 : Caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage

La longueur du bâtiment	17,30 m
La largeur du bâtiment	8,30 m
Hauteur totale du bâtiment	21,42 m
Hauteur de RDC	3,06 m
Hauteur de l'étage courant	3.06 m
Surface	143.59 m ²

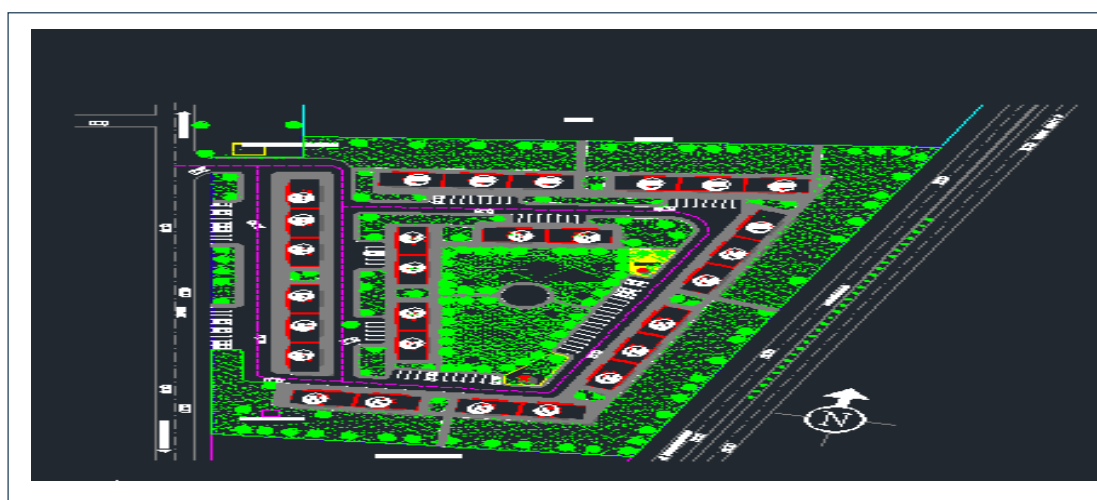


Figure I.1 Plan de masse



Figure I.2 Plan de façade

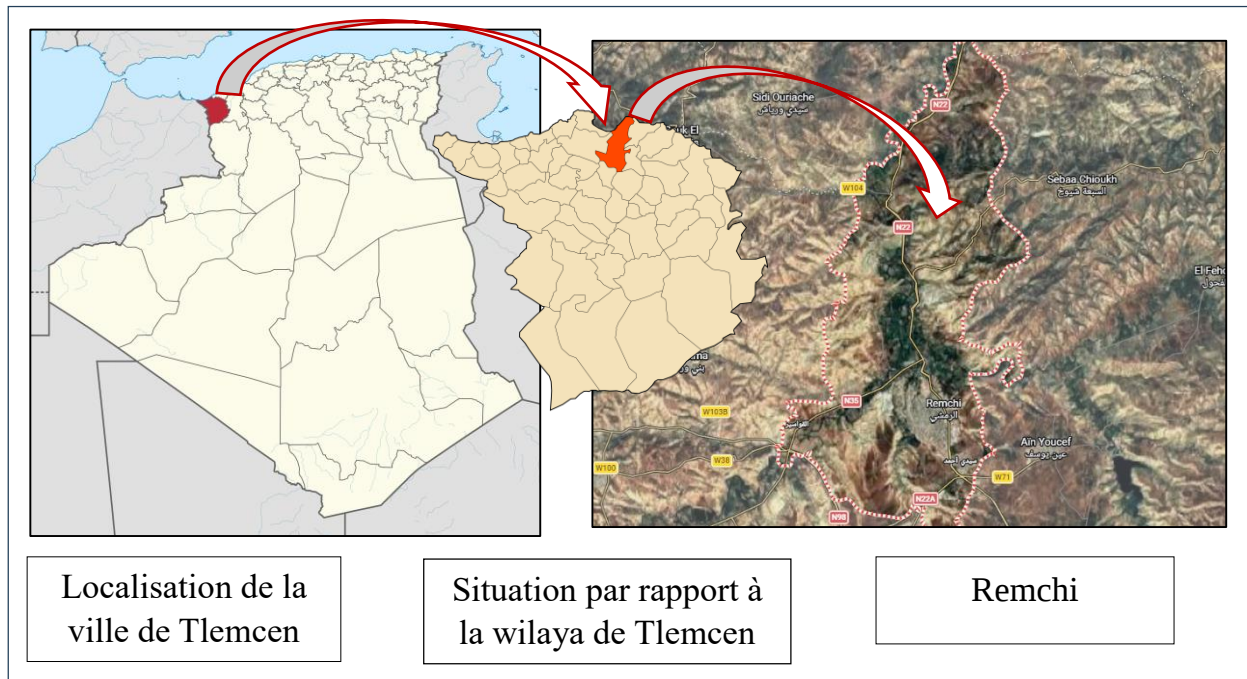


Figure I. 3 : Plan de situation

I.4 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 selon le RPA 2024, sa contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.6$ bars à 2m de profondeur, en conséquence, le site considéré comme ferme (S2).

I.5 CONCEPTION DE LA STRUCTURE :

I.5.1 Ossature du bâtiment :

La stabilité et la rigidité d'un bâtiment vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent, les secousses sismiques ou autres causes, assurée par des voiles et des portiques par interaction mixte (Voiles - Portiques).

Le choix du système de contreventement doit tenir compte des critères suivants : Fiabilité, Capacité de dissipation d'énergie vis-à-vis de l'action sismique et le comportement dynamique des sols de fondations.

I.5.2 Les planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux de type (16+5). Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton par treillis soudé.

Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

On a utilisé deux types de planchers :

- Plancher corps creux : pour RDC, étages courants et terrasse.
- Plancher dalle pleine : pour les balcons.

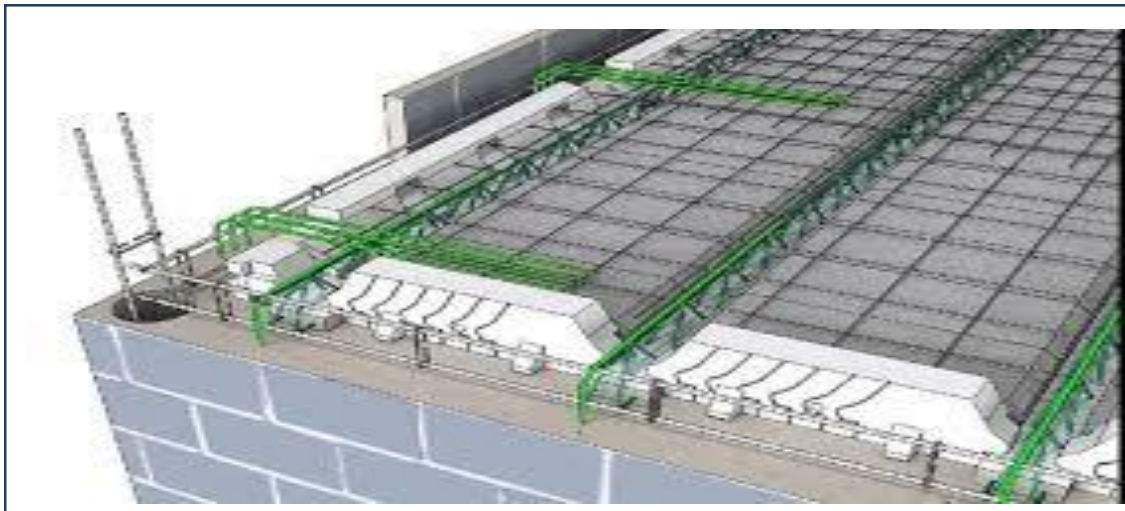


Figure I.4 : Plancher en corps creux [1]

I.5.3 Maçonneries :

Les murs de notre structure sont en brique creuse.

- ✓ Mur extérieur double parois composer de :
 - Brique creuse extérieure d'épaisseur 15 cm .
 - L'âme d'air d'épaisseur 5 cm (isolant thermique et acoustique)
 - Brique creuse intérieure d'épaisseur 10 cm.

- ✓ Mur intérieur est composé de briques creuses d'épaisseur 10 cm avec un enduit à l'intérieur de 2 cm d'épaisseur.



Figure I.5 : Mur en maçonnerie [2]

I.5.4 Revêtement :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement à carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Etanchéité multicouche imperméable pour plancher terrasse inaccessible.



Figure I.6 Revêtement [3]

I.5.5 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments de la structure qui permettent de franchir les niveaux. Ils sont composés des éléments suivants : paillasse, volée, palier, marche (giron), contre marche.

Dans notre cas on utilise un seul type d'escalier consistant de deux volées avec un palier de repos.

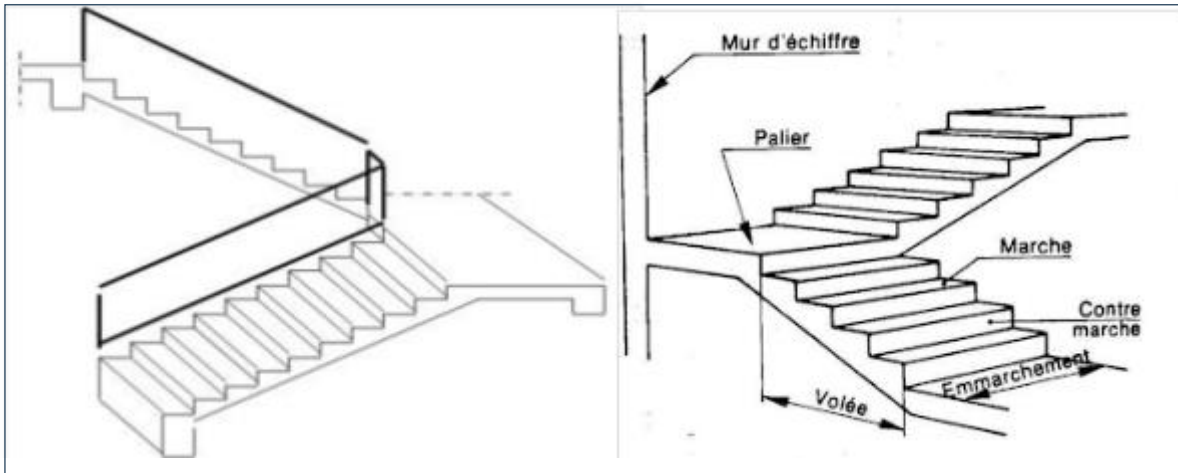


Figure I.7 : Schéma d'escalier [4]

I.5.6 Terrasse :

La terrasse est inaccessible et l'étanchéité du plancher terrasse est assurée par une forme de pente et un système en multicouches.

I.5.7 L'Acrotère :

L'acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), il a un rôle de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

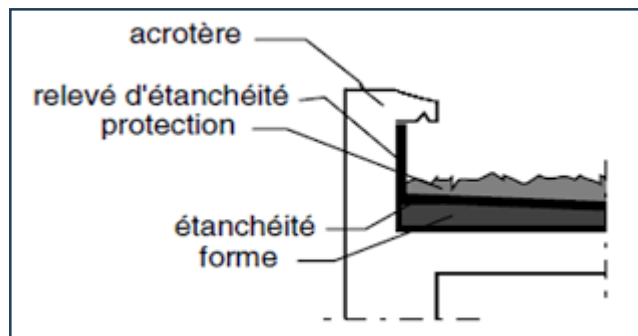


Figure I.8 : L'Acrotère [5]

I.5.8 Balcon :

Le balcon est en dalle pleine

I.5.9 Isolation :

L'isolation thermique dans la structure est assurée par :

- Pour les murs extérieurs on a utilisé l'âme d'air.
- Pour les planchers terrasse on a utilisé la couche de liège.

I.5.10 Fondation :

La fondation est la base d'un bâtiment qui soutient la structure et transmet son poids au sol pour qu'il reste stable.

I.6 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé : CBA 93, BAEL 91, et RPA 2024.

I.6.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction fabriqué en mélangeant du ciment, de l'eau du sable et des granulats (gravier ou pierre concassée) et d'adjuvant, qui durcit avec le temps pour devenir solide et résistant.

I.6.1.1 Résistance du béton :

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes selon CBA 93 :

➤ Compression :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa : } \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

➤ Traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée est conventionnellement définie par la relation ci-dessous :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,275 \times (f_{c28})^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

I.6.1.2 Module de déformation longitudinale du béton :

Module instantané : $E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$ Pour le calcul sous charges de courte durée (<24h).

Module différé : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$ Pour le calcul sous charge de longue durée (>24h)

I.6.1.3 Coefficient de poisson :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \nu = 0 & \text{béton fissuré à ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{béton non fissuré à ELS} \end{array} \right.$$

I.6.1.4 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une section en béton est définie par rapport à l'effort Tranchant ultime T_u .

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

Avec :

b : Largeur de la section.

d : Hauteur utile ($d=0,9h$)

I.6.1.5 Déformation et contraintes de calcul :

➤ Etat limite ultime en compression « ELU » :

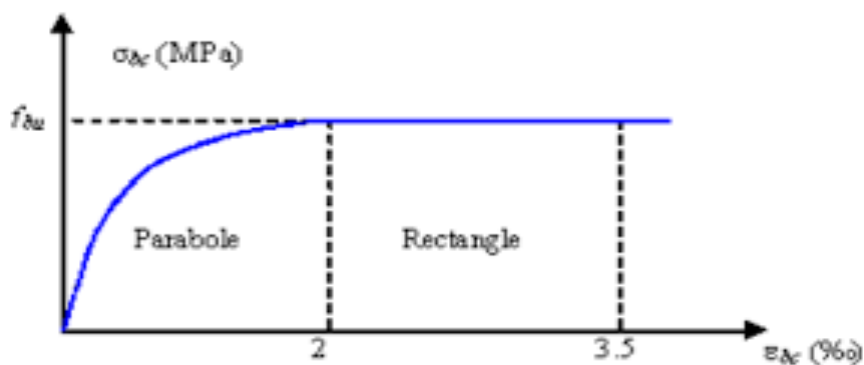


Figure I. 9 : Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELU [1]

Avec :

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

ε_{bc} : La déformation du béton à la compression.

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

γ_b : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} 1,5 \text{ cas général} \\ 1,15 \text{ cas accidentel} \end{cases}$

➤ Etat limite service de résistance « ELS » :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique.

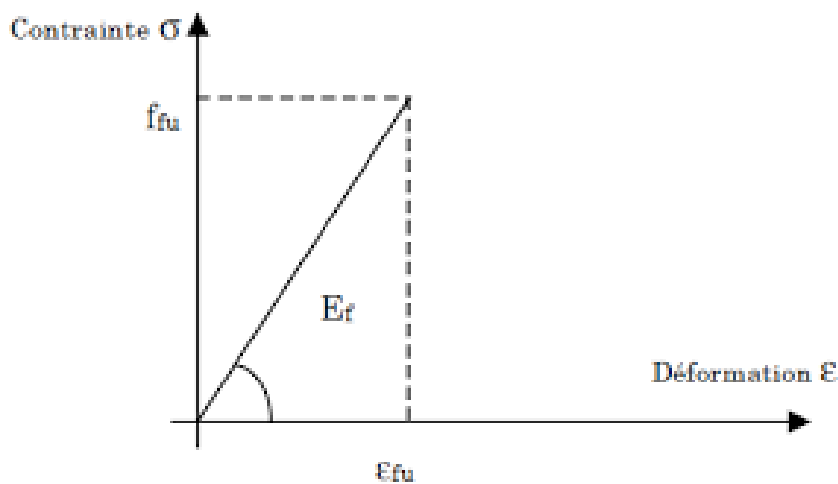


Figure I. 10 : Diagramme déformation contrainte du béton à l'ELS [1]

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

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

I.6.2 Acier :

Les armatures en acier à pour rôle de supporter les efforts de traction dans les éléments fléchis et tendues, parmi ses caractéristiques importantes : la flexibilité, la plasticité et la ductilité.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$

I.6.2.1 Résistance caractéristique de l'acier :

❖ Types d'aciers :

On utilise les nuances d'acier suivantes :

- Les hautes adhérences (H.A) : $F_e E$ 400 MPa Pour les armatures longitudinales.
- Les ronds lisses (R.L) : $F_e E$ 235 MPa pour les armatures transversales.
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm.

❖ Les contraintes limites :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Les contraintes de calcul à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations des aciers par le diagramme suivant :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1,00 & \text{Pour les situations accidentelles} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{Pour les situations courantes} \end{array} \right.$$

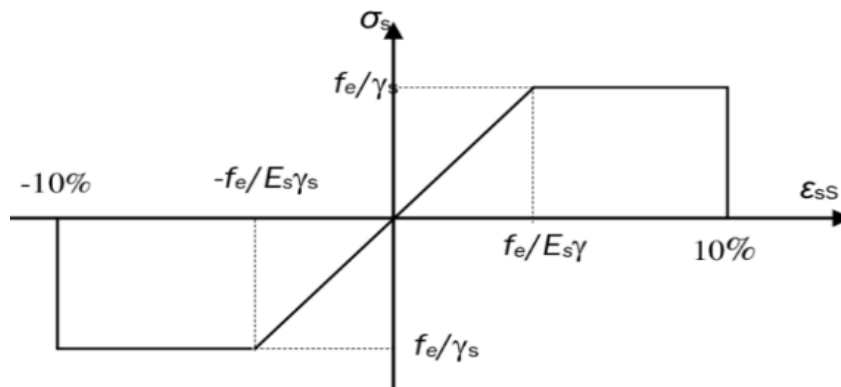


Figure I. 11 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier [1]

➤ Etat limite service (ELS) :

Les contraintes limites de l'acier sont données en fonction de la fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \overline{\sigma}_{st} = \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \eta f_{t28} \right) & \text{Si la fissuration est préjudiciable} \\ \overline{\sigma}_{st} = \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \eta f_{t28} \right) & \text{Si la fissuration est très préjudiciable} \end{array} \right.$$

η : coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} 1,6 \text{ pour les H. A} \\ 1,0 \text{ pour les R. L} \end{array} \right.$

I.7 HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT :

Les hypothèses de calcul adoptées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Les hypothèses de dimensionnement

La résistance à la compression du béton	$f_{c28} = 25\text{MPa}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 2,1\text{MPa}$
Contrainte limites de béton à la compression	$f_{bc} = 14,17\text{MPa}$
Module d'élasticité longitudinal instantané	$E_{ij} = 32164,2$
Module d'élasticité longitudinal différé	$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$
Limite d'élasticité des armatures longitudinales	$[HA] F_e = 400 \text{ Mpa}$
Limite d'élasticité des armatures transversales	$[RL] F_e = 235 \text{ Mpa}$
Facteur de correction d'amortissement	$\eta = 1,6$
Contrainte admissible du béton	$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
Contrainte à la Limite d'élasticité	$\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$
Contrainte admissible d'acier	$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

I.8 SOLLICITATION DU CALCUL VIS-A-VIS DES ETATS LIMITES :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G + Q$

$$\bullet \text{ Combinaison sismique : } \begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4 \cdot E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4 \cdot E_y \end{cases}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort de séisme

I.9 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES :

Notre projet est calculé en respectant les règlements suivants :

- RPA 2024 (Règlement Parasismiques Algériennes) ;
- BAEL91 (Béton Armé aux Etats limites)
- Le CBA93 (Calcul Béton Arme)
- DTR BC.2.2 (Document Technique Règlementaire)

Conclusion

Ce chapitre donne une vue générale du projet. Il décrit les paramètres principaux, les caractéristiques des matériaux, les conditions géotechniques et les règlements applicables.

Chapitre II :

Descente des charges
et prédimensionnement
des éléments

II.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

II.1.1 Introduction :

Ce chapitre se concentre sur le processus de dimensionnement, qui consiste à établir les dimensions des divers éléments de la structure. Ces dimensions sont déterminées en conformité avec les directives du RPA2024 et du BAEL91 modifié en 1999. Les résultats initiaux du dimensionnement ne sont pas finaux et peuvent être ajustés après des vérifications ultérieures dans la phase de conception.

II.1.2 Plancher :

Le plancher est un élément horizontal d'un bâtiment qui sépare deux niveaux et transmet les charges aux éléments porteurs, tout en assurant le confort, l'isolation thermique et l'étanchéité.

II.1.3 Corps creux :

D'après le BAEL 91 l'épaisseur de plancher h_t doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : La plus grande portée des poutrelles, mesurée entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur totale du plancher.

L=3.5m

$$h_t \geq \frac{350}{22.5} = 15.55\text{cm}$$

$$h_t = 20\text{cm} \left\{ \begin{array}{l} 16\text{cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4\text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression} \end{array} \right.$$

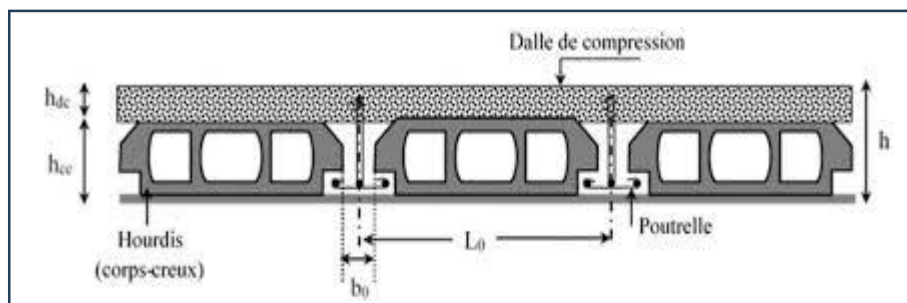


Figure II.1 Coupe transversal d'un corps creux [6]

II.1.4 Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux poteaux.

On a deux types des poutres, poutre principale et poutre secondaire.

II.1.4.1 Poutre principale :

• Selon le B.A.E.L, le critère de rigidité pour les poutres est défini comme suit :

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

$$0.3d \leq b \leq 0.4d$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

b = b_1 : Largeur de la poutre.

L: La plus grande portée entre suivant l'axe y, x.

d: Hauteur utile

D'après le RPA 2024 :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm : en zones I, II et III} \\ b \geq 25 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{max} \leq (1,5h + b_1) \end{array} \right.$$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} = 26.6 \leq h \leq 40 \rightarrow \text{donc on prend } h=40\text{cm.}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d = 10.8 \leq b \leq 14.4 \text{ cm} \rightarrow \text{donc on prend } b=35\text{cm.}$$

➤ On a dans la zone IV donc il faut vérifier la condition suivant :

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

On prend: $h=40\text{cm}$ $b=35\text{cm}$

$$h = 40 \geq 30 \text{ C.V}$$

$$b = 35 \geq 25 \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{b} = 1.14 \leq 4 \text{ C.V}$$

$$b_{max} \leq 1.5h + b_1 = 90 \text{ C.V}$$

Donc on prend section des poutres principales **(35x40) cm²**

II.1.4.2 Poutres secondaires :

$$L_{max} = 350\text{cm}$$

$$\frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} = 23.33 \leq h \leq 35 \rightarrow \text{Donc on prend } \mathbf{h=35cm}.$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d = 9.45\text{cm} \leq b \leq 12.6\text{cm} \rightarrow \text{Donc on prend } \mathbf{b=30cm}.$$

II.1.4.3 La vérification selon RPA2024 :

- $h = 40 \geq 30 \text{ C.V}$
- $b = 30 \geq 25 \text{ C.V}$
- $\frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \text{ C.V}$
- $b_{max} \leq 1.5h + b_1 = 90 \text{ C.V}$

Donc on prend section des poutres secondaire **(30x35) cm²**

II.1.5 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux avec rôle de reprendre les efforts dus aux surcharges et aux charges transmises par les poutres, puis de les transférer aux fondations.

Les sections transversales des poteaux doivent être conformes aux exigences du RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm : en zones I, II et III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm : en zones IV, V et VI} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_c}{20} : \text{quelle que soit la zone} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

$b_1 = b$: Largeur du poteau.

$h_1 = h$: Hauteur du poteau.

h_c : Hauteur libre d'étage.

Le calcul se fait sur la section du poteau le plus sollicité montrée par la figure (Voir les plans d'architectures). On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

$$N_u = S \times P \times n$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime.

P : Charge moyenne répartie de 1t/m^2

n : Nombre d'étage + RDC = 7

S : Surface supportée par le poteau le plus sollicité.

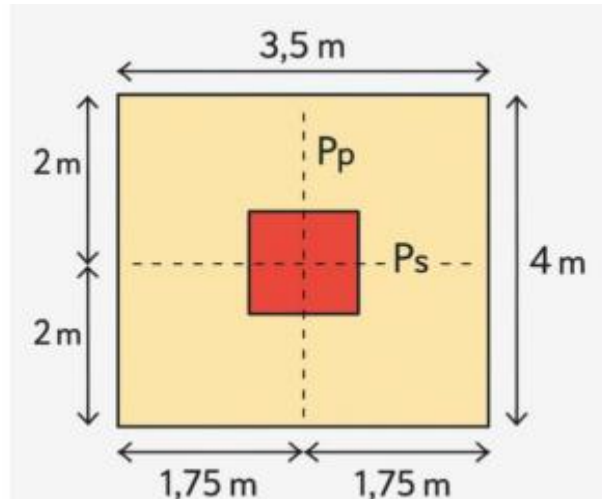


Figure II.2 : section de poteau le plus sollicité [6]

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 4 \times \left(\frac{3.50}{2} - \frac{0.15}{2} \right) \times \left(\frac{4}{2} - \frac{0.15}{2} \right)$$

$$S = 12.90 \text{ cm}^2$$

$$P = 1\text{t/m}^2 = 0.01 \text{ MN/m}^2 \text{ par étage}$$

$$N_u = 0.01 \times 7 \times 12.90$$

$$N_u = 0.903 \text{ MN}$$

II.1.5.1 Section réduite (B_r) :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs:

$$\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{Pour } \lambda \leq 5$$

$$\beta = (0.85 \times \lambda)^2 \times 1500 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On fixe $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée :

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2 \rightarrow \beta = 1,2$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale)}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1(\text{charge} > 24\text{h})$$

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

$$f_e = 400\text{MPa}$$

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

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,16\text{MPa}$$

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}} = \frac{1.2 \times 0.903}{\frac{14.16}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} = 0.057 \text{ m}^2$$

On a:

$$B_r \geq (b - 0,02)^2$$

$$b \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$b \geq \sqrt{0,057} + 0,02 = 0,25\text{m}$$

On prend $b = 35\text{cm}$ (section carrée), $b = h = 35 \text{ cm}$.

II.1.5.2 Vérification des conditions de RPA 2024 :

- Première condition :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Min}(35,35) \geq 25\text{cm (C. V)} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{L}{20} \rightarrow \text{Min}(35,35) \geq \frac{306}{20} \rightarrow 35 > 15.3\text{cm (C. V)} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \rightarrow 0,25 < 1 < 4 \text{ (C. V)} \end{array} \right.$$

- Deuxième condition :

$$\frac{N_u}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

$$\frac{0.903}{0.35 \times 0.35 \times 25} \leq 0,3 \rightarrow 0,29 < 0,3 \text{ C.V}$$

II.1.5.3 Vérification du poteau au flambement :

II.1.5.3.1 Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a^4}{12} \quad a=b=h$$

$$I_x = I_y = \frac{0.35^4}{12} \rightarrow I_x = I_y = 1.25 \times 10^{-3} \text{ cm}^4$$

II.1.5.3.2 Calcul le rayon de giration I_x, I_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a^2}} = \sqrt{\frac{1.25 \times 10^{-3}}{0.35^2}}$$

$$i_x = i_y = 0.1010 \text{ m} = 10.10 \text{ cm}$$

II.1.5.3.3 Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

$$L_f = 0.7 \times L_0 \text{ (cas générale)}$$

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{2.142}{0.101} \rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 21.20 \text{ cm} < 50 \text{ C. V}$$

On résume les calculs de tous les poteaux dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau II. 1 Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux

Poteau	N	N_u (MN)	$B_r(m^2)$	a(m)	$\frac{N_u}{B \times f_{c28}}$	$\leq 0,3$	L_0 (m)	L_f (m)	$\lambda_x = \lambda_y$	<50
RDC	7	0.903	0.057	0.35	0.29	C.V	3.06	2.142	21.20	C.V
Etage 1	6	0.774	0.049	0.35	0.25	C.V	3.06	2.142	21.20	C.V
Etage 2	5	0.645	0.041	0.35	0.21	C.V	3.06	2.142	21.20	C.V
Etage 3	4	0.516	0.033	0.35	0.168	C.V	3.06	2.142	21.20	C.V
Etage 4	3	0.387	0.024	0.30	0.172	C.V	3.06	2.142	24.9	C.V
Etage 5	2	0.258	0.016	0.30	0.114	C.V	3.06	2.142	24.9	C.V
Etage 6	1	0.129	8.28×10^{-3}	0.30	0.05	C.V	3.06	2.142	24.9	C.V

II.1.6 Voile :

Les voiles sont des éléments en béton armé qui résistent aux charges horizontales dues au séisme et vent. Ils servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e selon RPA 2024.

L'épaisseur minimale est de 15cm.

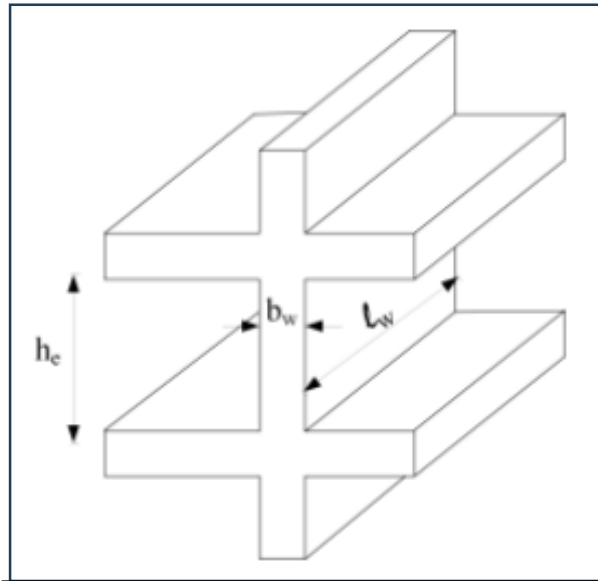


Figure II. 3 Coupe de voile en élévation [6]

Avec :

b_w : L'épaisseur du voile.

L_w : Longueur du voile.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

II.1.6.1 Calcul l'épaisseur du voile :

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

$$h_e = (3.06 - 0.35) = 2.71 \text{ m}$$

$$b_w \geq \max \left(0.15 \text{ m}, \frac{2.71}{20} \right)$$

On prend : $b_w = 0,20 \text{ m}$

II.1.6.2 Calcul de la longueur du voile :

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

$$L_w \geq \max \left(\frac{2.72}{3}, 4 \times 0,15, 1m \right)$$

On prend : $L_w = 1m$

II.1.7 Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Tableau II.2 Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Niveau	Section des poteaux (cm^2)	Section des poutres principales (cm^2)	Section des poutres secondaires (cm^2)	Épaisseur des voiles (cm^2)
RDC	35×35	35×40	30×35	20
01	35×35	35×40	30×35	20
02	35×35	35×40	30×35	20
03	35×35	35×40	30×35	20
04	30×30	35×40	30×35	20
05	30×30	35×40	30×35	20
06	30×30	35×40	30×35	20
Terrasse	/	35×40	30×35	/

II.2 DESCENTE DES CHARGES

II.2.1 Introduction

L'objectif de calcul de la descente des charges est de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les différentes charges et surcharges sont définies par le D.T.R. et sont classées comme suit :

- Charges permanentes (G)
- Charges d'exploitation (Q)

II.2.2 Plancher étage courant corps creux



Figure II.4 Plancher corps creux [6]

Tableau II.3 : Descente de charge d'un plancher corps creux

N	Matériaux	E_p (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	2	0.2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.2	0.4
3	Plancher corps creux	16+5	3	3
4	Lit de sable	2	0.18	0.36
5	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
6	Cloison	10	/	0.9
Charge permanente				G=5,26KN/m²
Charge d'exploitation				Q=1 ,5KN/m²

II.2.3 Plancher terrasse inaccessible :

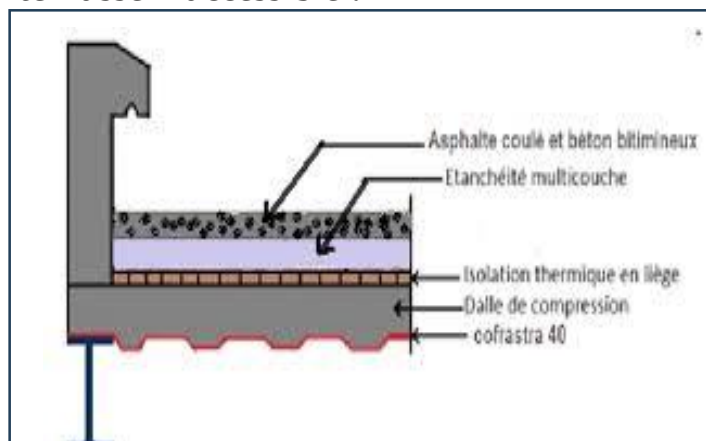


Figure II.5 Plancher terrasse inaccessible [5]

Tableau II.4 : Descente de charge d'un plancher corps creux

N	Matériaux	E (cm)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection gravier	5	16	0.8
2	Etanchéité multicouche	5	2	0.1
3	Forme de pente	10	22	2.20
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Dalle en corps creux	16+5	13.60	2.856
6	Enduit plâtre	2	10	0.20
7	Couche de papier	/	/	0.001
8	Couche de par vapeur	2	12	0.10
Charge permanente				G=6,417KN/m ²
Charge d'exploitation				Q=1 KN /m ²

II.2.4 Mur double parois

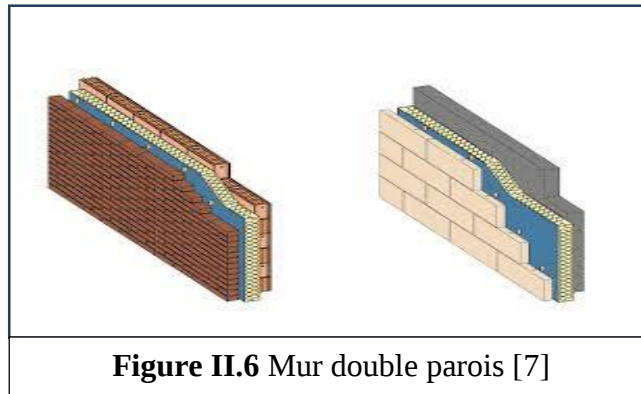


Tableau II.5 : Descente de charge d'un mur double parois

Matériaux	E(cm)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit de ciment ext	2	20	0.4
Briques creuses	15	9	1.35
Plancher corp creux	10	9	0.9
Lit de sable	2	20	0.4
Charge Permanente			G=3,05 KN/m²

II.2.5 Dalle pleine de 15cm (balcon) :

Tableau II.6 : Descente de charge d'une dalle pleine

N	Matériaux	E_p (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge Permanente				G=5.31
Charge exploitation				Q=3,5

II.2.6 Escalier

Tableau II.7 : La descente de charge du palier

Matériaux	E_p (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre de palier	0.15/cos(29.5)	25	4.30
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente			G= 5.54 KN/m
Charge d'exploitation			Q=2.5 KN/m

Tableau II.8 : La descente de charge de la paillasse

Matériaux	E_p (cm)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre	15/cos (29.5)=17	25	4,30
Poids des marches	/	/	2,125
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	22	0,44
Revêtement	/	/	0,474
Garde-corps métallique	/	0.01	0,010
Charge permanente			G=7,75 KN/m
Charge d'exploitation			Q=2.5 KN/m

II.3 CONCLUSION

Le pré-dimensionnement permet d'assurer la stabilité du bâtiment avec des dimensions économiques , ajustées après vérifications réglementaires , à partir de la descente des charges .

Chapitre III : Etude des Planchers

III.1 INTRODUCTION

Les éléments secondaires regroupent les composants de l'ouvrage qui ne participent pas directement à la résistance globale ou à la stabilité structurelle du bâtiment.

Ce chapitre est dédié à l'étude des éléments suivantes : les poutrelles, le balcon, l'acrotère, ainsi que les escaliers.

III.2 ETUDES DES POUTRELLES

Les éléments porteurs horizontaux de section en T, les poutrelles assurent le transfert des charges de la dalle vers les poutres principales. Elles sont calculées comme des poutres continues.

En respectant les prescriptions du B.A.E.L. 91 pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant, on peut utiliser l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot
- La méthode des trois moments

Dans notre cas on adopte **la méthode forfaitaire** ainsi que logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

Les dimensions de la section en T de poutrelle de notre projet sont les suivantes :

- Hauteur totale de poutrelle : $h = 20\text{cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12\text{ cm}$.
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = 5\text{ cm}$.
- Largeur de la dalle de compression : $b = 65\text{cm}$.

III.3 METHODE FORFAITAIRE :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

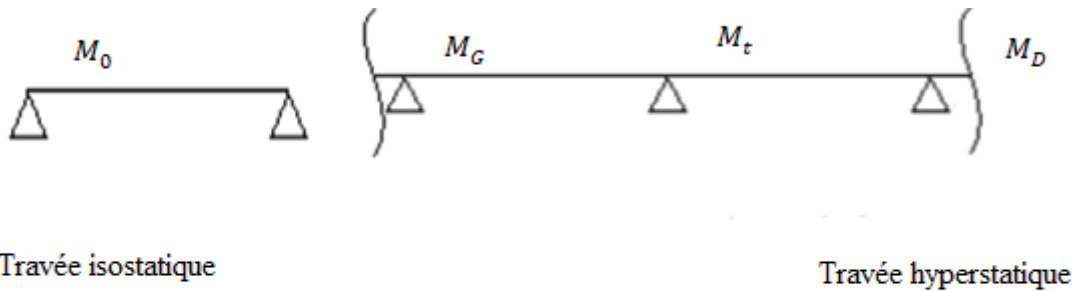
1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.3.1 Principe de calcul des moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Avec :

M_{01} : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment max de la travée étudiée.

M_G : Moment sur l'appui gauche de la travée .

M_D : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

Les valeurs M_t , M_G et M_D doivent vérifier les conditions suivantes :

. Travée de rive :

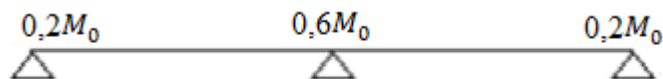
$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max [(1+0,3\alpha) M_0; -\frac{M_G+M_D}{2}] \\ (\frac{1+0,3\alpha}{2}) M_0 \end{array} \right.$$

. Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max [(1+0,3\alpha) M_0 ; 1,05M_0] - \frac{M_w+M_e}{2} \\ (\frac{1+0,3\alpha}{2}) M_0 \end{array} \right.$$

Les valeurs des moments sur appuis doivent être prises en valeurs absolues comme suit :

- **Cas de 2 travées :**



- Cas de 3 travées :



- Cas de plus de 3 travées :



III.3.2 Effort tranchant :

L'effort tranchant permet de contrôler l'épaisseur de l'âme et de définir les armatures nécessaires .

Le règlement BAEL 91 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_e - M_D}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_e - M_D}{l} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$

Diagram of a beam of length L with a uniformly distributed load q . The shear force at the left support is T_w and at the right support is T_e .

Figure III.1 : Schéma explicatif des efforts tranchants [6]

III.3.3 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

Plancher RDC ,1^{er} au 6^{ème} étage : $G= 5,26 \text{ KN/m}^2$ et $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q=1,5 \text{ KN/m} < 2G= 10,52\text{KN/m}^2$ C.V

Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.42 \text{ KN/m}^2$ et $Q =1 \text{ KN/m}^2$

$Q=1\text{KN/m} < 2G =12,84\text{KN/m}^2$ C.V

- Poutrelle à inertie constante ($I= C^{\text{ste}}$) C.V
- Fissuration peu préjudiciable C.V
- $0,8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1,25$ C.V

Notre construction comporte deux types de poutrelles :

Type 1 :



Type 2 :



III.4 DIFFERENTES CHARGES DES POUTRELLES :

III.4.1 Les types de poutrelles :

Avant de définir les types des poutrelles , on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher .

. Plancher RDC+ETAGES COURANTS :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5,26 \times 0,65 = 3,41 \text{ KN} / m \\ Q=1,50 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN} / m \end{array} \right.$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u=1,35 \times 3,41 + 1,5 \times 0,975 = 6,06 \text{ KN} / m \\ Q_{ser}=3,41 + 0,975 = 4,39 \text{ KN} / m \end{array} \right.$$

. Plancher terrasse inaccessible :

$$\left\{ \begin{array}{l} G= 6,42 \times 0,65 = 4,173 \text{ KN} / m \\ Q= 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN} / m \end{array} \right.$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u= 1,35 \times 4,173 + 1,5 \times 0,65 = 6,61 \text{ KN} / m \\ Q_{ser}= 4,173 + 0,65 = 4,82 \text{ KN} / m \end{array} \right.$$

Tableau III.1 : Evaluation des charges de poutrelle

Niveau	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b(m)	ELU (KN/ml) $Q_u = b (1,35G + 1,5Q)$	ELS(KN/ml) $Q_s = b(G + Q)$
Terrasse inaccessible	6,42	1	0,65	6,61	4,82
RDC+ Etage courant	5,26	1,5	0,65	6,06	4,39

Notre construction comporte deux types de poutrelles pour RDC + Etage courant

.Type 1 :



III.4.2 Calcul des moments pour type1 :

ELU :

$$M_{01} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6,06 \times 3,5^2}{8} = 9,27 \text{ KN / m}$$

$$M_{03} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6,06 \times 3^2}{8} = 6,82 \text{ KN / m}$$

$$M_{01} = M_{02} = M_{04} = M_{05} = 9,27 \text{ KN / m}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,26} = 0,22$$

III.4.2.1 Moment sur appuis :

- **appui de rive :**

$$0,2 \times M_0 = 0,2 \times 9,27 = 1,85 \text{ KN.m}$$

- **appui intermédiaire :**

$$M_G = M_D = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 9,27 = 4,63 \text{ KN}$$

$$M_G = 0,4 \times 9,27 = 3,71 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_D = 0,4 \times 6,82 = 2,73 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,4 \times 6,82 = 2,73 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_D = 0,4 \times 9,27 = 3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_G = M_D = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 9,27 = 4,63 \text{ KN.m}$$

Tableau III.2 : Résultats des moments sur appuis à ELU

Les moments	Les appuis	M ₀ (kn.m)	M _a (kn.m)
1	appui de rive	9.27	1.85
2	appui intermédiaire	9.27	Gauche(4.63) Droite(3.71)
3	appui intermédiaire	6.82	Gauche(2.73) Droite(2.73)
4	appui intermédiaire	9.27	Gauche(3.71) Droite(4.63)
5	appui de rive,	9.27	1.85

III.4.2.3 Moment en travées :

Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_0 \\ 1,05M_0 \end{cases}$$

Travée 1 :

$$\alpha = 0,22 \quad , \quad M_0 = 9,27 \text{ KN. m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_{t1} \geq 5,867 \rightarrow \text{On prend } M_{t1} = 6,9 \text{ KN. m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} = 6,9 + \frac{1,85 + 4,63}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_{01} = 9,8 \\ 1,05M_{01} = 9,73 \end{cases}$$

$$10,14 \geq 9,8 \rightarrow \text{CV} \quad \text{Donc : } M_{t1} = 6,9 \text{ KN. m}$$

Travée d'intermédiaire :

Travée 2 :

$$\alpha = 0,22 \quad , \quad M_0 = 9,27 \text{ KN. m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq 4,94 \rightarrow \text{On prend } M_{t2} = 6,7 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} = 6,7 + \frac{1,85 + 4,63}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_{01} = 9,8 \\ 1,05 M_{01} = 9,73 \end{cases}$$

$$9,94 \geq 9,8 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Donc : } M_{t2} \geq 4,94 \rightarrow \text{On prend } M_{t2} = 6,7 \text{ KN. m}$$

Travée 3 :

$$\alpha = 0,22, \quad M_0 = 6,82 \text{ KN. m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 6,82 = 3,63 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 3,63 \rightarrow \text{On prend } M_{t3} = 4,6 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} = 4,6 + \frac{2,73 + 2,73}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_{01} = 7,30 \\ 1,05 M_{01} = 7,27 \end{cases}$$

$$7,33 \geq 7,30 \rightarrow \text{CV} \quad \text{Donc : } M_{t3} = 4,6 \text{ KN. m}$$

Tableau III.3 : Résultats des moments sur travées à ELU

Les moments	Les travées	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
1	Travée de rive	9,27	6,9
2	Travée intermédiaire	9,27	6,7
3	Travée intermédiaire	6,82	4,6
4	Travée intermédiaire	9,27	6,7
5	Travée de rive	9,27	6,9

ELS :

$$M_{01} = \frac{q s \times l^2}{8} = \frac{4,39 \times 3,5^2}{8} = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q s \times l^2}{8} = \frac{4,39 \times 3^2}{8} = 4,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{02} = M_{04} = M_{05} = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,26} = 0,22$$

Appui de rive :

$$0.2 \times M_0 = 0.2 \times 6.72 = 1.344 \text{ KN.m}$$

$$0.2 \times 6.72 = 1.344 \text{ KN.m}$$

Appui intermédiaire :

$$M_G = M_D = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 6.72 = 3.36 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 6.72 = 2.68 \text{ KN.m} \quad , \quad M_D = 0.4 \times 4.93 = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 4.93 = 1.97 \text{ KN.m} \quad M_D = 0.4 \times 6.72 = 2.68 \text{ KN.m}$$

$$M_G = M_D = 0.5 \times M_0 = 0.5 \times 6.72 = 3.36 \text{ KN.m}$$

Tableau III.4 Résultats des moments sur appuis à ELS

Les moments	Les appuis	M_0 (kn.m)	M_a (kn.m)
1	appui de rive	6,72	1,34
2	appui intermédiaire	6,72	Gauche(3,36) Droit(2,68)
3	appui intermédiaire	4,94	Gauche(1,97) Droit(1,97)
4	appui intermédiaire	6,72	Gauche(2,68) Droit(3,36)
5	appui de rive,	6,72	1,34

III.4.2.4 Moment en travées :

Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) M_0 = 7.16 \text{ KN.m} \\ 1.05 M_0 = 7.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée 1 :

$$\alpha = 0.22 \quad , \quad M_0 = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 6.72$$

$$M_t \geq 4.25 \rightarrow \text{On prend } M_{t2} = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} = 5 + \frac{1.34 + 3.36}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) M_0 = 7.16 \text{ KN.m} \\ 1.05 M_0 = 7.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$7,35 \geq 9,8 \rightarrow \text{CV} \quad \text{Donc : } M_{t2} = 5 \text{ KN. m}$$

Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases}$$

Travée 2 :

$$\alpha = 0,22 \quad , \quad M_{02} = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 6,72$$

$$M_t \geq 3,58 \rightarrow \text{on prend } M_t = 4,5$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} = 4,5 + \frac{3,36 + 2,68}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_0 = 7,16 \\ 1,05 M_0 = 7,05 \end{cases}$$

$$7,61 \geq 7,16 \rightarrow \text{CV} \quad \text{Donc : } M_{t2} = 4,5 \text{ KN. m}$$

Travée 3 :

$$M_0 = 4,94 \quad , \quad \alpha = 0,22$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 4,94 = 2,63$$

$$M_{t2} \geq 2,63 \rightarrow \text{On prend } M_{t2} = 4,5 \text{ KN. m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} = 4,5 + \frac{1,97 + 1,97}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_0 = 5,26 \\ 1,05 M_0 = 5,18 \end{cases}$$

$$6,47 \geq 5,26 \rightarrow \text{CV} \quad \text{Donc : } M_{t2} = 4,5 \text{ KN. m}$$

Tableau III.5 Résultats des moments sur travées à ELS

Les moments	Les travées	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t (\text{KN.m})$
1	Travée de rive	6,72	5
2	Travée intermédiaire	6,72	4,5
3	Travée intermédiaire	4,94	4,5
4	Travée intermédiaire	6,72	4,5
5	Travée de rive	6,72	5

.Type 2 :



III.4.3 Calcul des moments pour type 2 :

ELU :

$$M_{01} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,06 \times 3,5^2}{8} = 9,27 \text{ KN / m}$$

$$M_{01} = M_{02} = 9,27 \text{ KN / m}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5+5,26} = 0,22$$

III.4.3.1 Moment sur appuis :

- Appui de rive :

$$0,2 \times M_0 = 0,2 \times 9,27 = 1,85 \text{ KN.m}$$

- Appui intermédiaire :

$$M_G = M_D = 0,6 \times M_0 = 0,6 \times 9,27 = 5,56 \text{ KN}$$

Tableau III.6 : Résultats des moments sur appuis à ELU

Les moments	Les appuis	$M_0(\text{kN.m})$	$M_a(\text{kN.m})$
1	appui de rive	9,27	1,85
2	appui intermédiaire	9,27	Gauche(5,56) Droit(5,56)
3	appui de rive	9,27	1,85

Moment en travées :

Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases}$$

Travée 1 = Travée 2 :

$$\alpha = 0,22, \quad M_0 = 9,27 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 9,27$$

$$M_{t1} \geq 5,867 \rightarrow \text{On prend } M_{t1} = 6,9 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} = 6,9 + \frac{1,85 + 5,56}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_{01} = 9,8 \\ 1,05 M_{01} = 9,73 \end{cases}$$

$$10,60 \geq 9,8 \rightarrow \text{CV} \quad \text{Donc : } M_{t1} = 6,9 \text{ KN.m}$$

Tableau III.7 : Résultats des moments sur travées à ELU

Les moments	Les travées	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
1	Travée de rive	9.27	6.9
2	Travée intermédiaire	9.27	6,9

ELS :

$$M_{01} = M_{02} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,39 \times 3,5^2}{8} = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{02} = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,26} = 0,22$$

• **Appui de rive :**

$$0,2 \times M_0 = 0,2 \times 6,72 = 1,34 \text{ KN.m}$$

• **Appui intermédiaire :**

$$M_G = M_D = 0,6 \times M_0 = 0,6 \times 6,72 = 4,032 \text{ KN.m}$$

Tableau III.8 Résultats des moments sur appuis à ELS

Les moments	Les appuis	$M_0(\text{kn.m})$	$M_a(\text{kn.m})$
1	appui de rive	6.72	1.34
2	appui intermédiaire	6.72	Gauche(4,032) Droite(4,032)
3	appui de rive	6,72	1,34

Moment en travées :

Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t + \frac{MG + MD}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases}$$

Travée 1 = Travée 2 :

$$\alpha = 0,22, \quad M_0 = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 6,72$$

$$M_{t1} \geq 4,25 \rightarrow \text{On prend } M_{t1} = 6,9 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{MG + MD}{2} = 5 + \frac{1,34 + 4,03}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_{01} = 7,16 \\ 1,05 M_0 = 7,056 \end{cases}$$

$$7,68 \geq 7,16 \rightarrow \text{C.V} \quad \text{Donc : } M_{t1} = 5 \text{ KN.m}$$

Tableau III.9 : Résultats des moments sur travées à ELS

Les moments	Les travées	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t (\text{KN.m})$
1	Travée de rive	6,72	5
2	Travée de rive	6,72	5

Pour la terrasse inaccessible un seul type de poutrelle.

Type1 :



III.4.4 Calcul des moments pour type 1 :

ELU :

$$M_{01} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,61 \times 3,5^2}{8} = 10,12 \text{ KN / m}$$

$$M_{03} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,61 \times 3^2}{8} = 7,44 \text{ KN / m}$$

$$M_{01} = M_{02} = M_{04} = M_{05} = 9,27 \text{ KN / m}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,26} = 0,22$$

III.4.4.1 Moment sur appuis :

- **Appui de rive :**

$$0,2 \times M_0 = 0,2 \times 10,12 = 2,02 \text{ KN.m}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$M_G = M_D = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 10,12 = 5,06 \text{ KN}$$

$$M_G = 0,4 \times 10,12 = 4,05 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_D = 0,4 \times 7,44 = 2,97 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,4 \times 7,44 = 2,97 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_D = 0,4 \times 10,12 = 4,05 \text{ KN.m}$$

$$M_G = M_D = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 10,12 = 5,06 \text{ KN.m}$$

Tableau III.10 Résultats des moments sur appuis à ELU

Les moments	Les appuis	M ₀ (kn.m)	M _a (kn.m)
1	appui de rive	10,12	2,02
2	appui intermédiaire	10,12	Gauche(5,06) Droit(2,97)
3	appui intermédiaire	7,44	Gauche(2,97) Droit(2,97)
4	appui intermédiaire	10,12	Gauche(2,97) Droit(5,06)
5	appui de rive,	10,12	2,02

III.4.4.2 Moment en travées :

Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{MG + MD}{2} \geq \max \quad (1 + 0,3\alpha) M_0 \\ \quad \quad \quad 1,05M_0 \end{array} \right.$$

Travée 1 :

$$\alpha = 0,22 \quad , \quad M_0 = 10,12 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1,2+0,3 \times 0,22}{2} \times 10,12 = 6,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq 6,4 \rightarrow \text{on prend } M = 7,5 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{MG + MD}{2} = 6,9 + \frac{2,02 + 5,06}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha) \times M_{01} = 10,78 \\ 1,05 \times M_{01} = 10,62 \end{array} \right.$$

$$11,04 \geq 10,78 \rightarrow \text{C.V} \quad \text{Donc : } M_{t1} = 7,5 \text{ KN.m}$$

Travée d'intermédiaire :

Travée 2 :

$$\alpha = 0,22 \quad , \quad M_0 = 10,12 \text{ KN. m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 10,12 = 5,4 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq 5,4 \rightarrow$ On prend $M_{t2} = 6,5 \text{ KN.m}$

$$M_t + \frac{MG + MD}{2} = 6,5 + \frac{5,06 + 4,05}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \times M_{01} = 10,78 \\ 1,05 \times M_{01} = 10,68 \end{cases}$$

$11,05 \geq 10,78 \rightarrow \text{C.V}$ Donc : $M_{t2} = 6,5 \text{ KN.m}$

Travée 3 :

$\alpha = 0,22$, $M_0 = 7,44 \text{ KN.m}$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 7,44 = 3,96 \text{ KN.m}$$

$M_t \geq 3,96 \rightarrow$ On prend $M_{t2} = 5 \text{ KN.m}$

$$M_t + \frac{MG + MD}{2} = 5 + \frac{2,97 + 2,97}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_{01} = 7,93 \\ 1,05 M_{01} = 7,82 \end{cases}$$

$7,97 \geq 7,82 \rightarrow \text{C.V}$ Donc : $M_{t3} = 5 \text{ KN.m}$

Tableau III.11 Résultats des moments sur travées à ELU

Les moments	Les travées	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t (\text{KN.m})$
1	Travée de rive	10,12	7,5
2	Travée intermédiaire	10,12	6,5
3	Travée intermédiaire	7,44	5
4	Travée intermédiaire	10,12	6,5
5	Travée de rive	10,12	7,5

ELS:

$$M_{01} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,82 \times 3,5^2}{8} = 7,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,82 \times 3^2}{8} = 5,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{01} = M_{02} = M_{04} = M_{05} = 7,38 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,26} = 0,22$$

• **Appui de rive :**

$$0,2 \times M_0 = 0,2 \times 7,38 = 1,47 \text{ KN.m}$$

• **Appui intermédiaire :**

$$M_G = M_D = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 7,38 = 3,69 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 7,38 = 2,95 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_D = 0,4 \times 5,42 = 2,17 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 5,42 = 2,17 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_D = 0,4 \times 7,38 = 2,95 \text{ KN.m}$$

$$M_G = M_D = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 7,38 = 3,69 \text{ KN.m}$$

Tableau III.12 Résultats des moments sur appuis à ELS

Les moments	Les appuis	$M_0(\text{kn.m})$	$M_a(\text{kn.m})$
1	appui de rive	7,38	1,47
2	appui intermédiaire	7,38	Gauche(3,69) Droite(2,95)
3	appui intermédiaire	5,42	Gauche(2,95) Droite(2,95)
4	appui intermédiaire	7,38	Gauche(2,95) Droite(3,69)
5	appui de rive,	7,38	1,47

III.4.4.3 Moment en travées :

Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha) \times M_0 = 7,86 \text{ KN.m} \\ 1,05 \times M_0 = 7,75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée 1 :

$$\alpha = 0,22 \quad , \quad M_0 = 7,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 7,38 = 4,67$$

$$M_t \geq 4,67 \rightarrow \text{On prend } M_{t1} = 5,5 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{MG + MD}{2} = 5 + \frac{1,47+3,69}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) M_0 = 7,86 \text{ KN.m} \\ 1,05M_0 = 7,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$8,08 \geq 7,86 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Donc : } M_{t1} = 5,5 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t + \frac{MG + MD}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0,3\alpha) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases}$$

Travée 2 :

$$\alpha = 0,22 \quad , \quad M_{02} = 7,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \times M_0 = \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 7,38$$

$$M_t \geq 3,93 \rightarrow \text{on prend } M_t = 4,6$$

$$M_t + \frac{MG + MD}{2} = 4,6 + \frac{3,36+2,95}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0,3\alpha) M_0 = 7,86 \\ 1,05M_0 = 7,75 \end{cases}$$

$$7,92 \geq 7,86 \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Donc : } M_{t2} = 4,6 \text{ KN.m}$$

Travée 3 :

$$M_0 = 5,42 \quad , \quad \alpha = 0,22$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times 0,22}{2} \times 5,42 = 2,88$$

$$M_{t2} \geq 2,88 \rightarrow \text{On prend } M_{t2} = 3 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{MG + MD}{2} = 3 + \frac{2,95+2,95}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0,3\alpha) M_0 = 5,77 \\ 1,05M_0 = 5,70 \end{cases}$$

$$5,95 \geq 5,77 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Donc : } M_{t3} = 3 \text{ KN.m}$$

Tableau III.13 Résultats des moments sur travées à ELS

Les moments	Les travées	M0(KN.m)	Mt (KN.m)
1	Travée de rive	7,38	5,5
2	Travée intermédiaire	7,38	4,6
3	Travée intermédiaire	5,42	3
4	Travée intermédiaire	7,38	4.6
5	Travée de rive	7,38	5,5

III.5 LES CALCULS DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$T(0) = \frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_G}{l}$$

$$T(l) = -\frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_G}{l}$$

Type 2 :

Travée1 :

$$T(0) = \frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_G}{l} = \frac{6,06 \times 3,5}{2} + \frac{-1,85 + 5,56}{3,5} = 11,665 \text{ KN}$$

$$T(l) = -\frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_G}{l} = -\frac{6,06 \times 3,5}{2} + \frac{-1,85 + 5,56}{3,5} = -9,545 \text{ KN}$$

Travée2 :

$$T(0) = \frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_G}{l} = \frac{6,06 \times 3,5}{2} + \frac{-5,56 + 1,85}{3,5} = 9,545 \text{ KN}$$

$$T(l) = -\frac{ql}{2} + \frac{M_D - M_G}{l} = -\frac{6,06 \times 3,5}{2} + \frac{-5,56 + 1,85}{3,5} = -11,665 \text{ KN}$$

Vérification avec SAP 2000

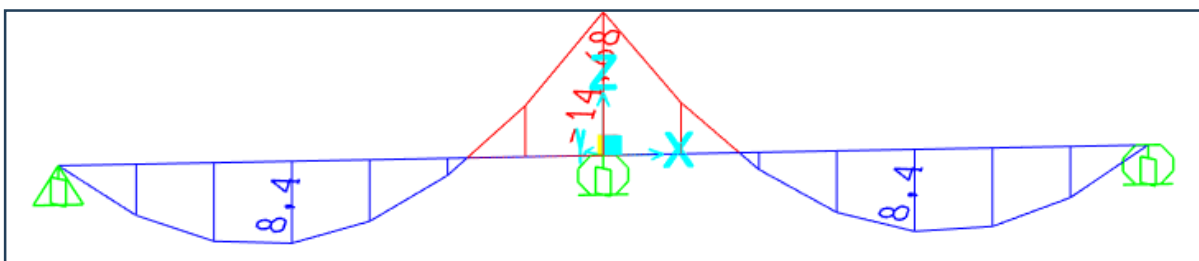


Figure III. 2 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

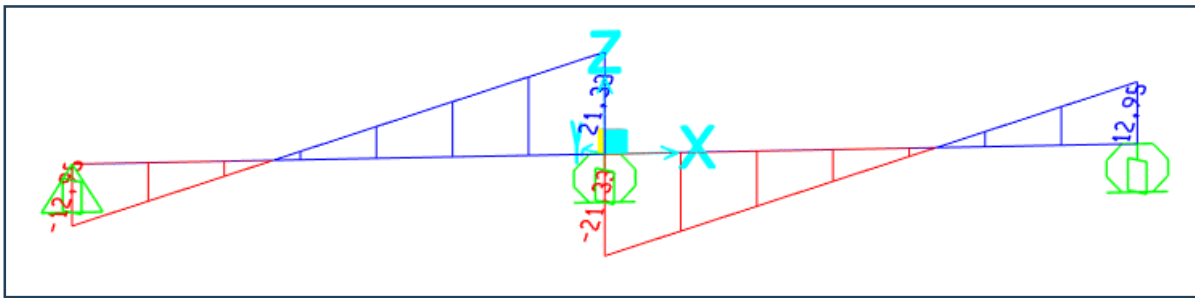


Figure III. 3 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Tableau III.14 : Résultats des efforts tranchant et moments des poutrelles pour RDC+étage courante

Types des poutrelles	ELU			ELS		
	$M_{max}(\text{app})$ (KN.m)	$M_{max}(\text{trav})$ (KN.m)	T_{max} (KN)	$M_{max}(\text{app})$ (KN.m)	$M_{max}(\text{trav})$ (KN.m)	T_{max} (KN)
Type 1	4,63	6,9	20,7	3,36	4,81	14,98
Type 2	5,56	6,9	21,33	4,03	5	15,44

Tableau III.15 Résultats des efforts tranchant et moments des poutrelles pour terrasse inaccessible

Types des poutrelles	ELU			ELS		
	$M_{max}(\text{app})$ (KN.m)	$M_{max}(\text{trav})$ (KN.m)	T_{max} (KN)	$M_{max}(\text{app})$ (KN.m)	$M_{max}(\text{trav})$ (KN.m)	T_{max} (KN)
Type 1	5,06	7,5	22,42	3,69	5,5	16,37

III.6 CALCUL DE FERRAILLAGE DES APPUIS :

III.6.1 Calcul du ferrailage d'appui à section en Té pour le Type 1 :

ELU :

$h=0,20 \text{ m}$, $b=0,65 \text{ m}$, $b_0=0,12 \text{ m}$, $h_0=0,05 \text{ m}$, $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$, $d=0,18 \text{ m}$, $f_{bc}=14,16 \text{ Mpa}$

$M_u = 4,63 \text{ KN.m} = 4,63 \times 10^3 \text{ MN.m}$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,16 \times \left(0,18 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 0,071 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 4,63 \times 10^3 < M_t = 0,071 \rightarrow \text{C.V donc section rectangulaire}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,63 \times 10^3}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,16} = 0,015$$

$$F_e = 400 \rightarrow \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u = 0,015 < \mu_R = 0,392 \rightarrow \text{C.V} \rightarrow \text{simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015}) \rightarrow \alpha = 0,018$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,18(1 - 0,40 \times 0,18) \rightarrow Z = 0,167\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{4,63 \times 10^3}{0,167 \times 347,826} = 0,796 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% b \times h = 0,5\% \times 20 \times 65 = 6,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\%. b \times h = 4\% \times 20 \times 65 = 52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{st} = A_{min} = 6,5 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 8T12 = 9,03 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$M_s = 3,36 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$X = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{9,03}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 18 \times 9,03}{15 \times 9,03^2}} - 1 \right)$$

$$x = 6,82 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm C.N.V} \rightarrow \text{Armature dans la nervure}$$

$$b \times \frac{x^2}{2} - \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times (x-h_0)^2 - n \times A_{st} (d-x) = 0$$

$$65 \times \frac{x^2}{2} - \left(\frac{65-12}{2} \right) \times (x-5)^2 - 15 \times 9,03 (18-x) = 0$$

$$x_1 = 7,007 \text{ cm} , \quad x_2 = -73,74 \text{ cm}$$

$$x = 7,007 \text{ cm} = 0,070 \text{ cm}$$

$$I = 0,065 \times \frac{0,07^3}{3} - \left(\frac{0,65-0,12}{3} \right) \times (0,07 - 0,05)^3 + 15 \times 9,03 \times (18-0,07)^2 = 2,37 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{3,63 \times 10^{-3} \times 0,07}{2,37 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc}=1,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}=\frac{n \times M_s \times (d-x)}{I} \rightarrow \sigma_{st}=15 \times 3,63 \times 10^{-3} \times \frac{(0,18-0,07)}{2,37 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st}=23,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc}=\frac{n \times M_s \times (x-d')}{I} \rightarrow \sigma_{st}=15 \times 3,63 \times 10^{-3} \times \frac{(0,07-0,02)}{2,37 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{sc}=10,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc}=0,6 \times f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc}=0,6 \times 25=15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

$$\sigma_{st}=\min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_{st}=\min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\sigma_{st}=\min(266,66; 201,63) \rightarrow \sigma_{st}=201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{CV}$$

III.6.2 Calcul de ferrailage de travée à section en T :

ELU :

$$h=0,20 \text{ m}, b=0,65 \text{ m}, b_0=0,12 \text{ m}, h_0=0,05 \text{ m}, f_{c28}=25 \text{ Mpa}, d=0,18 \text{ m}$$

$$M_u=6,9 \text{ KN.m}$$

$$M_t=b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t=0,65 \times 0,05 \times 14,16 \left(0,18 - \frac{0,05}{2}\right)$$

$$M_t=0,071 \text{ MN.m}$$

$$M_u=6,9 \times 10^{-3} < M_t=0,071 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\mu_u=\frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u=\frac{6,9 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,16}=0,023$$

$$F_e=400 \rightarrow \mu_R=0,392$$

$$\mu_u=0,023 < \mu_R=0,392 \rightarrow \text{C.V} \rightarrow \text{simple armature, } A_{sc}=0$$

$$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu_u})$$

$$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2 \times 0,023}) \rightarrow \alpha=0,03$$

$$Z=d \times (1-0,4\alpha)$$

$$Z=0,18(1-0,4 \times 0,03) \rightarrow Z=0,177 \text{ m}$$

$$A_{sc} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} \rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{6,9 \times 10^{-3}}{0,177 \times 347,826} = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 20 \times 65 = 6,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 20 \times 65 = 52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{st} = A_{min} = 6,5 \text{ cm}^2 \text{ on choisit } 8T12 = 9,03 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$M_s = 4,81 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$X = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{9,03}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 65 \times 18 \times 9,03}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right) \rightarrow x = 6,82 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{C.N.V} \rightarrow \text{Armature dans la nervure}$$

$$b \times \frac{x^2}{2} - \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times (x - h_0)^2 - n \times A_{st} (d-x) = 0$$

$$65 \times \frac{x^2}{2} - \left(\frac{65-12}{2} \right) \times (x - 5)^2 - 15 \times 9,03 \times (18-x) = 0$$

$$x_1 = 7,007 \text{ cm}, x_2 = -73,74 \text{ cm}$$

$$X = 7,007 \text{ cm} = 0,070 \text{ cm}$$

$$I = 0,065 \times \frac{0,07^3}{3} - \left(\frac{0,65-0,12}{3} \right) \times (0,07 - 0,05)^3 + 15 \times 9,03 \times (18-0,07)^2 = 2,37 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{3,63 \times 10^{-3} \times 0,07}{2,37 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1,07 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d-x)}{I} \rightarrow \sigma_{st} = 15 \times 3,63 \times 10^{-3} \times \frac{(0,18-0,070)}{2,37 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{23,39 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (x-d')}{I} \rightarrow \sigma_{sc} = 15 \times 3,63 \times 10^{-3} \times \frac{(0,07-0,02)}{2,37 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{sc} = \mathbf{10,63 \text{ MPa}}$$

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n} \times f_{t28} \right)$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1,6} \times 2,1 \right)$$

$$\sigma_{st} = \min (266,66 ; 201,63) \rightarrow \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}; \sigma_{sc} < \overline{\sigma_{st}} \rightarrow \text{C.V}$$

- **En appui (Terrasse inaccessible) :**

Tableau III.16 : Résultats de ferrailage de Terrasse inaccessible en appui

Type	μ_u	α	Z(m)	$A_{st}(m^2)$	Choix	$\sigma_{st}(m^2)$	$\overline{\sigma_{st}}(m^2)$	$\sigma_{sc}(m^2)$	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ $\sigma_{sc} < \overline{\sigma_{st}}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
1	0,017	0,025	0,178	6,5	8T12	25,68	201,63	11,67	C.V	1,089	15	C.V

- **En travée (Terrasse inaccessible) :**

Tableau III.17 : Résultats de ferrailage de Terrasse inaccessible en travée

Type	μ_u	α	Z (m)	A_{st} (m ²)	Choix	σ_{st} (m ²)	$\overline{\sigma_{st}}$ (m ²)	σ_{sc} (m ²)	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ $\sigma_{sc} < \overline{\sigma_{st}}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
1	0,025	0,03	0,177	6,5	8T12	38,29	201,63	17,40	C.V	1,62	15	C.V

- **En appui (RDC + étage courante) :**

Tableau III.18 : Résultats de ferrailage de RDC +étage courante en appui

Type	μ_u	α	Z (m)	A_{st} (m ²)	Choi x	σ_{st} (m ²)	$\overline{\sigma_{st}}$ (m ²)	σ_{sc} (m ²)	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ $\sigma_{sc} < \overline{\sigma_{st}}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
1	0,015	0,018	0,167	6,5	8T12	23,39	201,63	10,63	C.V	1,07	15	C.V
2	0,018	0,022	0,178	6,5	8T12	28,06	201,63	12,75	C.V	1,19	15	C.V

- En travée (RDC + étage courant) :

Tableau III.19 : Résultats de ferrailage de RDC +étage courante en travée

Type	μ_u	α	Z (m)	A_{st} (m ²)	Choix	σ_{st} (m ²)	$\overline{\sigma}_{st}$ (m ²)	σ_{sc} (m ²)	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ $\sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
1	0,023	0,03	0,177	6,5	8T12	23,39	201,63	10,63	C.V	1,07	15	C.V
2	0,023	0,03	0,178	6,5	8T12	33,49	201,63	15,22	C.V	1,42	15	C.V

III.6.3 Armatures Transversales :

$$\phi_t \leq \min (\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} = \min (1,2 ; \frac{20}{35} ; \frac{12}{10}) = \min (1,2 ; 0,57 ; 1,2)$$

$$\phi_t \leq 0,57\text{cm On prend : } \phi_t = 5 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \times \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 0,5^2}{4} = 0,39 \text{ cm}^2$$

III.6.3.1 L'espace des barres :

D'après le RPA 2024

- Zone Nodale :

$$S_t \leq \min (\frac{h}{4} ; 24 \times \phi_t ; 17,5\text{cm} ; 6 \times \phi_l) = \min (\frac{20}{4} ; 24 \times 0,5 ; 17,5\text{cm} ; 6 \times 1,2)$$

$$S_t \leq \min (5\text{cm} ; 12\text{cm} ; 17,5\text{cm} ; 7,2\text{cm}) = 5\text{cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 5\text{cm}$$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm} \quad , \quad \text{on prend : } S_t' = 10 \text{ cm.}$$

III.6.3.2 L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times T_s}$$

Avec :

$$T_s = 0.6 \times (\psi)^2 \times f_{t28} \quad ; \quad (\psi = 1.5 \text{ acier HA})$$

$$T_s = 0.6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{On prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

On adopte un crochet à : $\theta = 90^\circ \rightarrow \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19$

$$r = 5,5 \times \emptyset \text{ (acier H. A)}$$

$$L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta r$$

D'après la Règle CBA :

$$L_1 = 10 \times \emptyset = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

$$L_2 = 45 - (1,87 \times 12) - (2,19 \times 6,6) = 8,106 \text{ cm}$$

$$L = L_2 + r + \frac{\emptyset}{2} = 8,106 + 6,6 + \frac{1,2}{2} = 15,306 \text{ cm}$$

On prend : $L = 16 \text{ cm}$

CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons utilisé la méthode forfaitaire pour calculer et ferrailler le plancher à corps creux.

Chapitre IV :
Étude des éléments
secondaires

IV.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé situé au bord du plancher terrasse .Il a pour rôle d'assurer la protection des personnes et de limiter l'infiltration des eaux pluviales au niveau de la jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G), une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

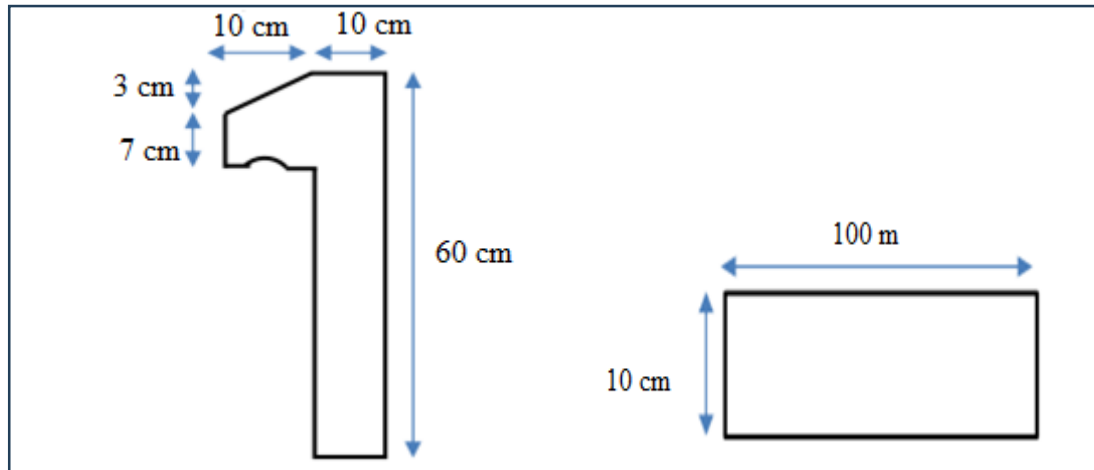


Figure IV.1 : Coupe transversale de l'acrotère

IV.1.1 Evaluation des charges :

- Poids propre de l'acrotère : $G = \gamma_b \times S$

$$S = (0,1 \times 0,6) + \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- Charge horizontale due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/m}$
- Force sismique :

D'après le R.P.A 2024 :

$$F_p = (A.I. S) \times C_p \times \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) \times W_p$$

Avec :

F_p : Force horizontale ;

A : Coefficient d'accélération de la zone : $A = 0,20$ (zone IV)

I : Coefficient d'importance : $I = 1,20$

S : Coefficient de site : $S = 1,20$

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base : $H = 21,42\text{m}$

h_z : Hauteur du niveau, à partir de la base : 3,06m

C_p : Facteur de force horizontale : $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère : $G \text{ (KN)} = 1,7125 \text{ KN}$

$$F_p = (0,20 \times 1,2 \times 1,2) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \times 3,06}{21,42}\right) \times 1,7125 = 0,56 \text{ KN/ml}$$

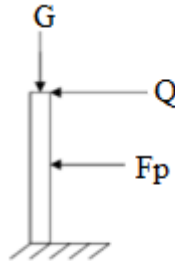


Figure IV.2 : Répartition des charges sur l'acrotère

Tableau IV.1 : Les charges appliquées su l'acrotère

L'acrotère	G (KN/ml)	1,7125
	Q (KN/ml)	1
	F_p (KN/ml)	0,564

IV.1.2 Calcul des sollicitations :

ELU : $1,35G + 1,5Q$

Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times Q_H$$

$$M_u = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

Effort normal:

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7125 = 2,31 \text{ KN/ml}$$

Effort tranchant :

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

ELS : G + Q

Moment de renversement : $M_s = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

Effort normal : $N_s = G = 1,7125 \text{ KN}$

Effort tranchant : $V_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$

Tableau IV.2 : Récapitulatif des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

	M (KN.m)	N (KN)	V (KN)
ELU	0,9	2,31	1,5
ELS	0,6	1,7125	1

IV.1.3 Calcul d'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,389 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{N_u} = 1,6 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée avec le centre de pression est situé à l'extérieur du noyau central.

IV.1.4 Ferrailage de l'acrotère :

ELU :

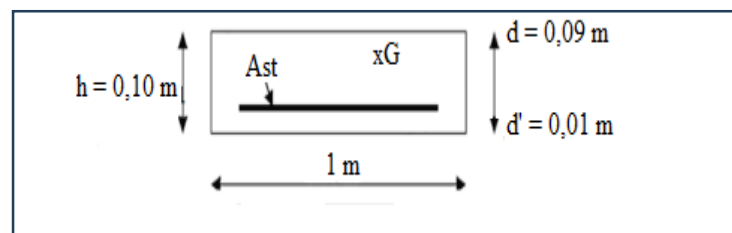


Figure IV.3 : Ferrailage d'acrotère

IV.1.4.1 Moment de flexion fictif (M_a) :

$$e_a = e + (d - \frac{h}{2}) = 0,389 + (0,09 - \frac{0,1}{2}) \rightarrow e_a = 0,429 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 2,31 \times 0,429 = 0,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,0086$$

$$\mu_u = 0,0086 < \mu_R = 0,392 \text{ section à simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0086}) = 0,011$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,011) = 0,0896 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) = \frac{1}{347,82} \times \left(\frac{0,99 \times 10^{-3}}{0,0896} - 2,31 \times 10^{-3} \right) = 2,50 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

IV.1.4.2 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1}{400} = 1,08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{min}$$

Choix $A_{st} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

IV.1.4.3 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Choix $A_r = 3T8 = 1,13 \text{ cm}^2$

IV.1.4.4 Espacement des barres :

$$S_t \leq \min (3h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (3 \times 10 ; 33) \text{ cm}$$

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

• ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + e_1 - 0,35$$

$$e_1 + p \times e_1 + q = 0$$

$$p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right) = -0,267 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)^2 = 0,051 \text{ m}^2$$

IV.1.4.5 Méthode des interactions successives :

On prend la valeur initiale de : $e_1 = 1\text{m}$

$$e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)} \quad , \quad \text{On prend la valeur initiale de : } e_1 = 1\text{m}$$

$$e_1 = \sqrt[3]{(0,267 \times 1 - 0,051)} = 0,6\text{m}$$

Tableau IV.1 : Convergence des itérations

e_1 choisi	1	0,6	0,477	0,424	0,396	0,379	0,368	0,361	0,356	0,351	0,348	0,346	0,345
e_1 trouve	0,6	0,47	0,424	0,396	0,379	0,368	0,361	0,356	0,351	0,348	0,346	0,345	0,345

Donc après itération on prend : $e_1 = 0,345 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,345 - 0,35 = 0,045 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - n \times A_{st} (d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0,045^2}{2} - 15 \times 0,000151 \times (0,09 - 0,045) = 9,10 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

IV.1.4.6 Vérification des contraintes :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S} = \frac{1,7125 \times 10^{-3} \times 0,045}{9,10 \times 10^{-4}} = 0,08 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa C.V}$$

• Acier :

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times N_s (d - x)}{S}$$

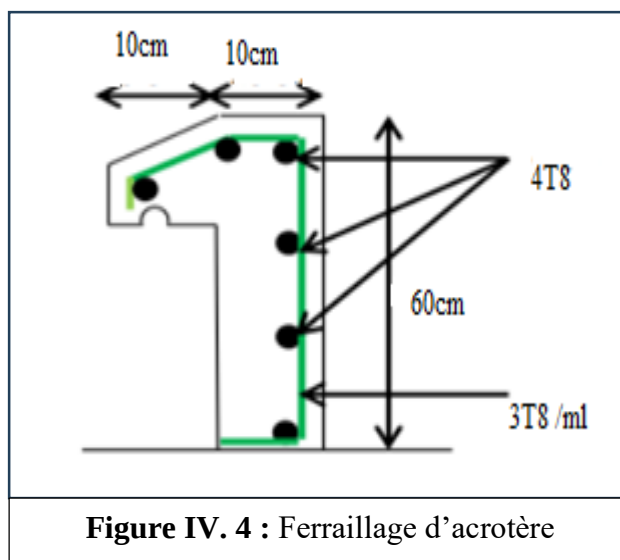
$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1,7125 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,045)}{9,10 \times 10^{-4}} = 1,27 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa C.V}$$

IV.1.4.7 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{b \times d} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa C.V}$$



IV.2 BALCON :

Les balcons sont des éléments extérieurs du bâtiment soumis aux charges permanentes, d'exploitation et aux actions climatiques.

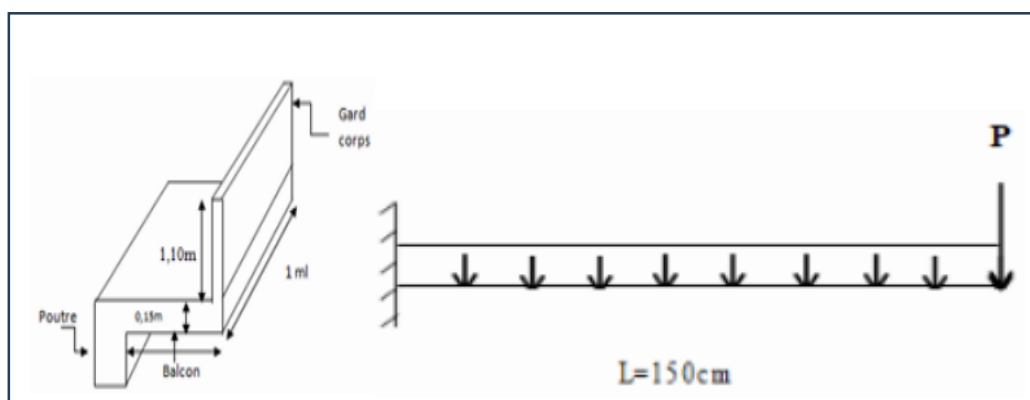


Figure IV.5 : Schéma statique du balcon [6]

On a :

$L = 1,5 \text{ m}$ et $e = 15 \text{ cm}$

IV.2.1 Charges et surcharges supportées par le balcon :

IV.2.1.1 Poids propre et charge d'exploitation :

Tableau IV.2 Charges et surcharges supportées par le balcon

$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$P = G \times h \times 1$	$Q_u \text{ (KN/ml)}$ $(1,35G + 1,5Q)$	$Q_s \text{ (KN/ml)}$ $(G + Q) \times 1 \text{ ml}$
1,30	1.43	1.93	1.43

IV.2.1.2 Mur de simple cloison :

$$.G_{mur} = 1,30 \text{ KN/m}^2$$

$$.h_{gard \text{ corps}} = 1.1 \text{ m}$$

$$.P = G_{mur} \times h_{gard \text{ corps}} \times 1 \text{ ml}$$

P : Charge de la maçonnerie « force ponctuelle »

$$P = 1,30 \times 1,1 \times 1 = 1,43 \text{ KN}$$

• ELU:

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 1,43 = 1,93 \text{ KN}$$

• ELS:

$$P_s = P = 1,43 \text{ KN}$$

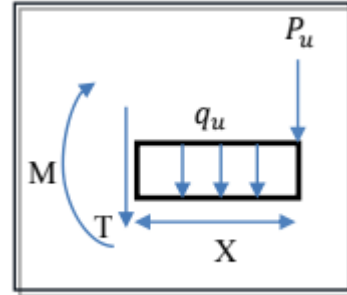
IV.2.2 Moments fléchissant et efforts tranchants :

• ELU :

Travée : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$M_u = -P_u \times x - Q_u \times \frac{x^2}{2} = -1,93 \times x - 12,41 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_u(0) = 0 \\ M_u(1,5) = -16,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$T(x) = -P_u - Q_u \times x = -1,93 - 12,41 \times x$$

$$\begin{cases} T(0) = -1,93 \\ T(1,5) = -20,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -1,93 - 12,41 \times x = 0$$

$$x = -\frac{1,93}{12,42} = -0,15 \text{ m}$$

• ELS :

Travée : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$M_s = -P_s \times x - Q_s \times \frac{x^2}{2} = -1,43 \times x - 8,81 \times \frac{x^2}{2}$$

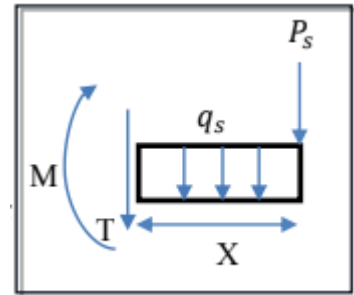
$$\begin{cases} M_s(0) = 0 \\ M_s(1,5) = -11,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -P_s - Q_s \times x = -1,43 - 8,81 \times x$$

$$\begin{cases} T(0) = -1,43 \\ T(1,5) = -14,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow -1,43 - 8,81 \times x = 0$$

$$x = -\frac{1,43}{8,81} = -0,16 \text{ m}$$



IV.2.3 Calcul de ferrailage :

Les balcons sont soumis à une flexion simple, générant un moment fléchissant. Afin de déterminer les sections des armatures longitudinales, nous devons effectuer des calculs appropriés.

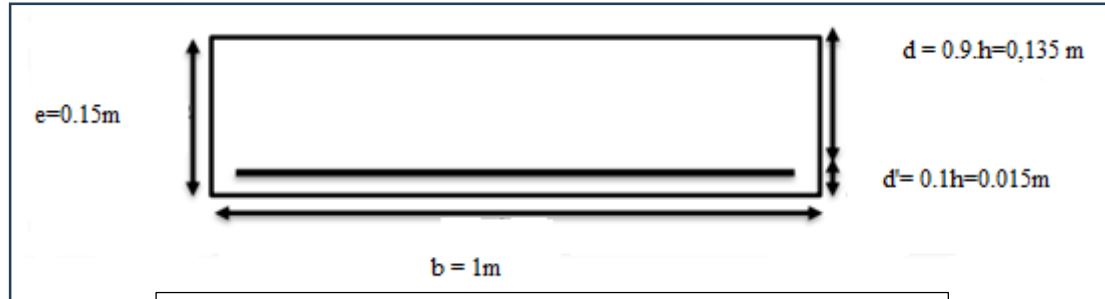


Figure IV. 6 : Section de calcul de ferrailage de balcon

ELU :

On a : $M_{u \max} = 16,85 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{u \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,065$$

$\mu_u = 0,065 < \mu_R = 0,392$ Une section à simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,065}) = 0,084$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,084) = 0,130 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \max}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{16,85 \times 10^{-3}}{0,13 \times 347,82} = 3,72 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,72 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 4 \text{ T12} = 4,52 \text{ cm}^2$

D'après le R.P.A :

$$A_{st \min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{st \min} = 0,005 \times 1 \times 0,15 = 7,5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,5 \text{ cm}^2$$

On a : $A_{st \text{ choisi}} < A_{st \min}$

Donc on augmente : $A_{st} = 8 \text{ T12} = 9,03 \text{ cm}^2$

IV.2.3.1 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 1,63 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

IV.2.3.2 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,03}{4} = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

IV.2.3.3 Espacement maximal :

$$S_t \leq \min (3h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (3 \times 15, 33) \text{ cm} = \min (45 ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } S_t = 20 \text{ cm}$$

ELS:

Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{9,03 \times 10^{-4}}{1} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1 \times (0,135 \times 9,03 \times 10^{-4})}{15 \times (9,03 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,014 \text{ m} = 1,4 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 1 \times \frac{0,014^3}{3} + 15 \times 7,92 \times 10^{-4} \times (0,135 - 0,014)^2$$

$$I = 1,99 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

IV.2.3.4 Vérification des contraintes :

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{11,15 \times 10^{-3} \times 0,014}{1,99 \times 10^{-4}} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

Pour des fissurations préjudiciables

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 11,15 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,014)}{1,99 \times 10^{-4}} = 101,69 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,78 \leq 15 \text{ C.V} \\ 101,69 \leq 201,63 \text{ C.V} \end{cases}$$

IV.2.3.5 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{20,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa C.V}$$

IV.2.3.6 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1,5} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_u} \rightarrow \frac{0,15}{1,5} = 0,1 \geq \frac{11,15}{10 \times 16,85} = 0,066 \text{ CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} = 5,86 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 1,05 \times 10^{-2} \text{ C. V}$$

Tableau IV. 3 Récapitulation du ferrailage de balcon (dalle pleine)

Armature longitudinal (cm^2/ml)		Armature de répartition (cm^2/ml)	
A_{st} calculé	A_{st} choisit	A_r calculé	A_r choisit
3,72	8T12 = 9,03	2,25	4T10 = 3,14

Schéma de ferrailage de balcon :

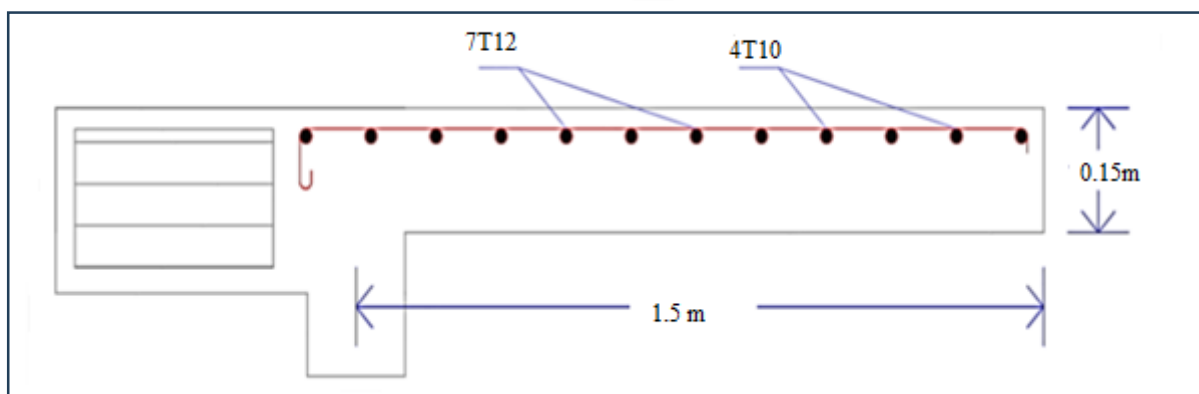


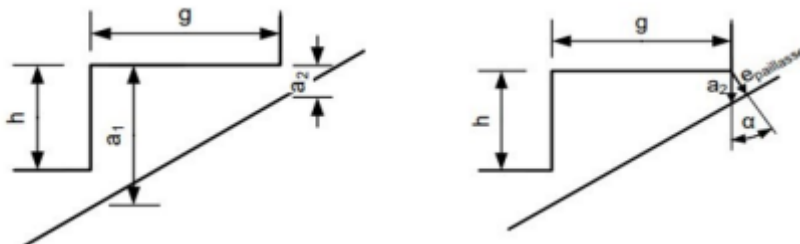
Figure III. 7 Schéma de ferrailage de balcon

III. 1 Etude d'escaliers :

III.2.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant dans une construction de passer à pied d'un étage à un autre.

- **L'emmarchement E** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **La hauteur de marche h** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.
- **Le giron g** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La contremarche** : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- **La marche** : surface plane horizontale de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- **La paillasse** : dalle inclinée supportant les marches et les contremarches d'un escalier



Notre structure est constituée d'un escalier console. Dans ce type d'escalier, la marche est encastrée dans un mur ou dans un pilier central.

Les armatures principales occupent la partie supérieure de la marche (zone tendue) qui est calculée à la flexion simple en fonction du moment d'encastrement.

III.2.2 Pré dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL

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

h : Hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche. (Giron)

H : hauteur de l'étage

n : nombre de marche

$$H = 17 \text{ cm } g = 30 \text{ cm}$$

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

$$59 \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56$$

$$\alpha = \arctan(0.56) = 29,50^\circ$$

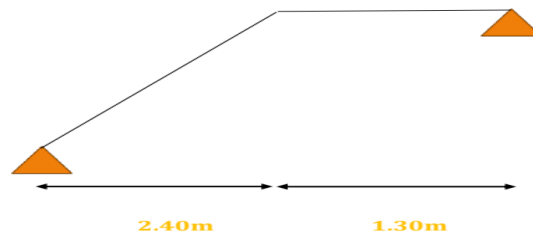
$$L : \text{Longueur totale d'escalier} = 240 + 130 = 370$$

Épaisseur d'escaliers :

$$\frac{370}{30} \leq e_p \leq \frac{370}{20}$$

$$12,33 \text{ cm} \leq e_p \leq 18,5 \text{ cm}$$

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



III.2.3 Evaluation des charges et surcharges :

Le pallier :

$$\text{Poids propre} \dots\dots\dots 25 \times (0.15 / \cos(29,5)) = 4,30 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carrelage: } \dots\dots\dots 0,44 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Mortier de pose: } \dots 0,44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Revêtement : } \dots\dots\dots 0,36 \text{ KN/m}$$

$$G = 5.54 \text{ kN/m}$$

Le pailasse :

$$\text{Poids propre } \dots\dots\dots 25 \times (0.15 / \cos(29,5)) = 4.3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids des marches } \dots 2,125 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carrelage } \dots\dots\dots 0,44 \text{ kN/m}$$

$$\text{Mortier de pose : } \dots\dots\dots 0,44 \text{ kN/m}$$

$$\text{Revêtement : } \dots\dots\dots 0,474 \text{ kN/m}$$

Garde-corps métallique : ...0,010 kN/m

$G = 7,75 \text{ kN/m}$

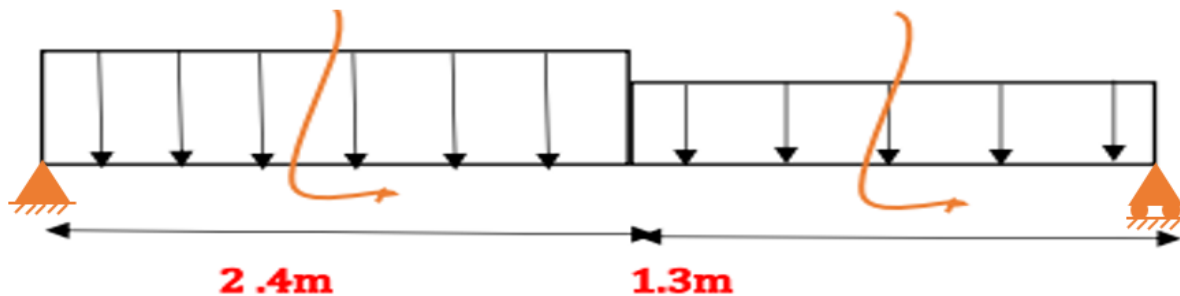
Tableau IV. 4 : Les charges de calcul

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU=1,35G+1,5Q	ELS= G+Q
Palier	5, 54	2,5	11,23	8,04
Paillasse	7,75	2,5	14,21	10,25

III.2.4 Calcul des moments fléchissant ELU :

$Q_u = 14, 21 \text{ KN/m}$

$Q_u = 11, 23 \text{ KN/m}$



Position des appuis A et B :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_{yA} + R_{yB} - (14, 21 \times 2,4) - (11, 23 \times 1,3) = 0$$

$$R_{yA} + R_{yB} = 34, 104 + 14, 60$$

$$R_{yA} + R_{yB} = 48, 70 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$- R_{yB} \times (3, 7) + 14, 60 \times (3, 05) + 34, 10 \times (1, 20) = 0$$

$$R_{yB} = 23, 09 \text{ KN}$$

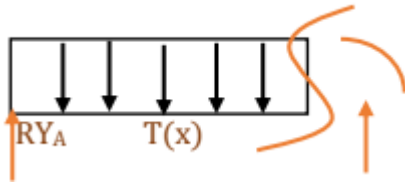
$$\sum M/B = 0$$

$$R_{yA} \times (3, 7) - 34, 10 \times (2, 5) - 14, 60 \times (0, 65) = 0$$

$$R_{yA} = 25, 60 \text{ KN}$$

$$R_{yA} + R_{yB} = 23, 09 + 25, 60 = 48, 7 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Section 1 : $0 \leq x \leq 2,40$



$$M_f(x) + 14,21 \times \frac{x^2}{2} - 25,60 x = 0$$

$$M_f(x) = 25,60 x - 7,10 x^2$$

$$M_f(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,40) = 20,54 \text{ KN.m}$$

$$T(x) - 14,21x + R_{yA} = 0$$

$$T(x) = 14,21x - 25,60$$

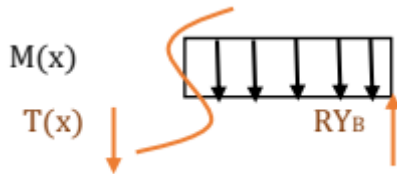
$$T(0) = -25,60 \text{ KN}$$

$$T(2,40) = 8,50 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \quad 14,21x - 25,60 = 0 \quad x = 1,83 \text{ m}$$

$$M(1,83) = 23,07 \text{ KN.m}$$

Section 2: $1,30 \leq x \leq 0$



$$M_f(x) = -5,61x^2 + 23,09x$$

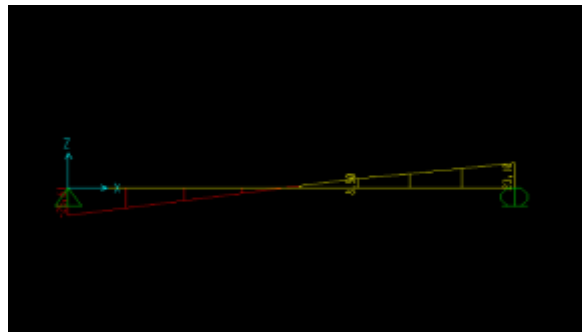
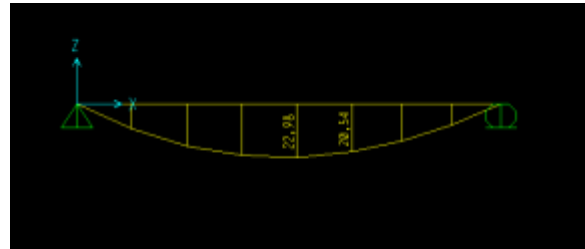
$$M_f(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_f(1,30) = 20,54 \text{ KN.m}$$

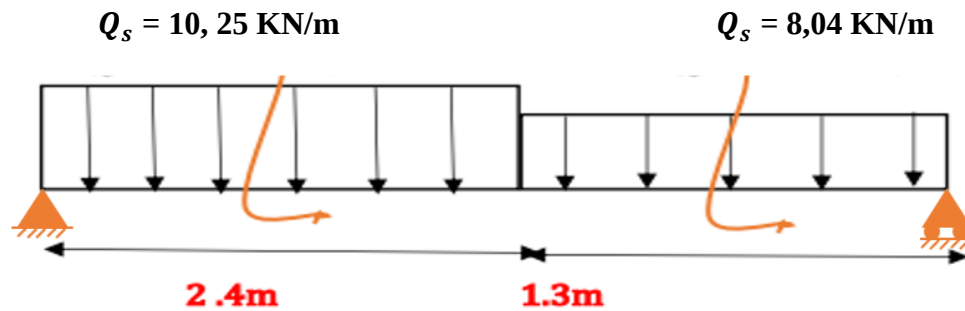
$$T(x) = 23,09 - 11,23x$$

$$T(0) = 23,09 \text{ KN}$$

$$T(1,30) = 8,49 \text{ KN}$$



III.2.5 Calcul des moments fléchissant ELS :



Position des appuis :

$$\sum F_y = 0$$

$$R_{yA} + R_{yB} - 24,60 - 10,452 = 0$$

$$R_{yA} + R_{yB} = 35,05 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$- R_{yB} \times (3,7) + 10,452 \times (3,05) + 24,60 \times (1,20) = 0$$

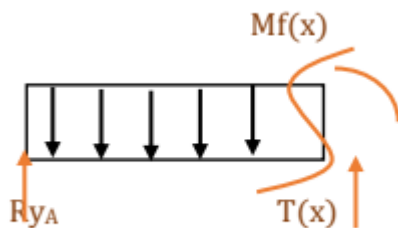
$$R_{yB} = 16,59 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_{yA} \times (3,7) - 24,60 \times (2,5) - 10,452 \times (0,65) = 0$$

$$R_{yA} = 18,46 \text{ KN}$$

Section 1: $0 \leq x \leq 2,40$



$$M(x) = 18,46x - 5,125x^2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,40) = 14,78 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_{yA} + 10,23x \quad T(x) = -18,46 + 10,25x$$

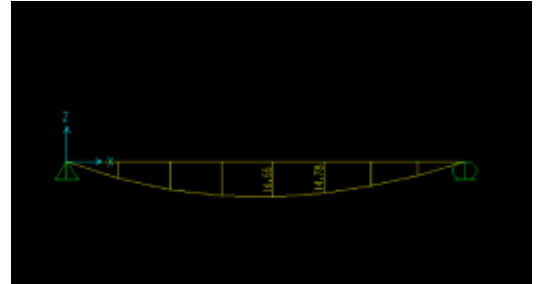
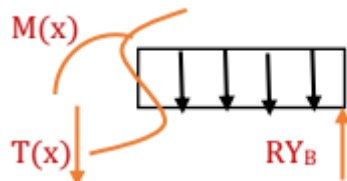
$$T(0) = -18,46 \text{ KN}$$

$$T(2,40) = 6,14 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \quad 10,25x - 18,46 = 0 \quad x = 1,80$$

$$M(1,80) = 16,63 \text{ KN.m}$$

Section 2: $1,30 \geq x \geq 0$



$$M(x) = -4,02x^2 + 16,59x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,30) = 14,77 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 16,59 - 8,04x$$

$$T(0) = 16,59 \text{ KN}$$

$$T(1,30) = 6,14 \text{ KN}$$

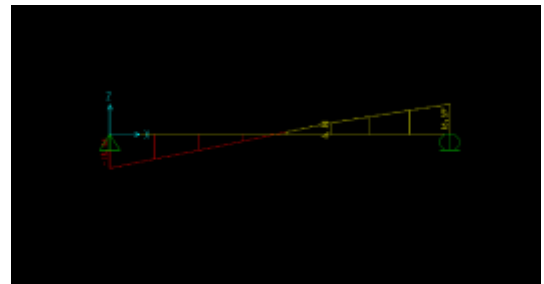


Tableau IV. 5 : valeur maximal des moments fléchissant et effort tranchant

/	$M_{max}(\text{kN.m})$	$T_{max}(\text{KN})$
E.L.U	23.07	25.60
E.L.S	16.63	18.46

III.2.6 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait selon la poutre isostatique (0.85 M en travée et 0.5M en appuis).

✓ **ELU :**

$$M_{travée} = 0,85 \times M_{max} = 0,85 \times 23,07 = 19,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis} = 0,5 \times M_{max} = 0,5 \times 23,07 = 11,54 \text{ KN.m}$$

- **En Travée :**

$$h=0,15 \text{ m}; \quad b=1 \text{ m}; \quad d=0,135 \text{ m}$$

$$M_u = 19,61 \text{ KN.m} = 19,61 \times 10^{-3} \text{ MNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,16} = 0,075$$

$$\mu_u = 0,075 < \mu_R = 0,392 \quad \text{C.V} \rightarrow \text{simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075})$$

$$\alpha = 0,09$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,09)$$

$$Z = 0,13 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}}$$

$$\sigma_{st} = \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{19,61 \times 10^{-3}}{0,13 \times 347,82} = 4,34 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 4,34 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 100 \times 15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 100 \times 15 = 60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{st} = 8\text{T}12 = 9,03 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,03}{4} = 2,2575 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_r = 3\text{T}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres :

D'après BAEL 91 :

$$S_t \leq \min(3 \times h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(3 \times h, 33) \text{ cm} = \min(45, 33)$$

$$S_t \leq 33$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

- **En appuis :**

$$h=0,15 \text{ m} \quad b=1 \text{ m} \quad d=0,135 \text{ m}$$

$$M_u = 11,54 \text{ KN.m} = 11,54 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,16} = 0,04$$

$$\mu_u = 0.04 < \mu_R = 0.392 \quad \text{C.V} \rightarrow \text{simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04})$$

$$\alpha = 0.05$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.05)$$

$$Z = 0.13 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sc}}$$

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

$$A_{st} = \frac{11.54 \times 10^{-3}}{0.13 \times 347.82} = 2.55 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 100 \times 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 100 \times 15 = 60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_{st} = 8T12 = 9.03 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9.03}{4} = 2.2575 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_r = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres :

D'après BAEL 91 :

$$S_t \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm}$$

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

$$S_t \leq 33$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

• D'après le RPA 2024 :

$$A_{stmin} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 100 \times 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appuis}} = 9.03 + 9.03 = 18.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{stmin} = 7.5 \text{ cm}^2 < A_{st} = 18.06 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

✓ E.L.S :

$$M_{travée} = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 16.63 = 14.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis} = 0.5 \times M_{max} = 0.85 \times 16.63 = 8.32 \text{ KN.m}$$

• En Travée :

$$M_s = 14.14 \text{ KN.m} = 14.14 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \rightarrow \text{Simple armature } A_{sc} = 0$$

$$X = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right) = 5 \times \frac{9,03}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 9,03}{15 \times 9,03^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4,84 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{st} (d-X)^2 + A_{sc} \times (X-d')^2$$

$$I = 1 \times \frac{0,0484^3}{3} + 15 \times 9,03 \times 10^{-4} (0,135 - 0,0484)^2$$

$$I = 1,4 \times 10^{-4} m^4$$

III.2.3 Vérification des contraintes :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{14,14 \times 10^{-3} \times 0,0484}{1,40 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 4,88 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa C.V}$$

- **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d-x)}{I} = \frac{15 \times 14,14 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,0484)}{1,40 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 131,19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 131,19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa C.V}$$

- **En appuis :**

$$M_s = 8,32 \text{ KN.m} = 8,32 \times 10^{-3} \text{ MN.m} \rightarrow \text{Simple armature } A_{sc} = 0$$

$$X = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times A_{st}^2}} - 1 \right) = 5 \times \frac{9,03}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 13,5 \times 9,03}{15 \times 9,03^2}} - 1 \right)$$

$$X = 4,84 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{st} (d-X)^2 + A_{sc} \times (X-d')^2 =$$

$$I = 1 \times \frac{0,0484^3}{3} + 15 \times 9,03 \times 10^{-4} (0,135 - 0,0484)^2$$

$$I = 1,4 \times 10^{-4} m^4$$

III.2.4 Verification des contraintes:

- Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{8,32 \times 10^{-3} \times 0,0484}{1,40 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 2,87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \text{ C.V}$$

- Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - x)}{I} = \frac{15 \times 8,32 \times 10^{-3} \times (0,135 - 0,0484)}{1,40 \times 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 77,19 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\sigma_{st} = \min (266,66 ; 201, 63) = 201, 63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 77,19 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \text{ C.V}$$

III.2.5 Vérification au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b \times d} = \frac{25,60 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 3 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 3 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ Mpa} ; 3 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ C.V}$$

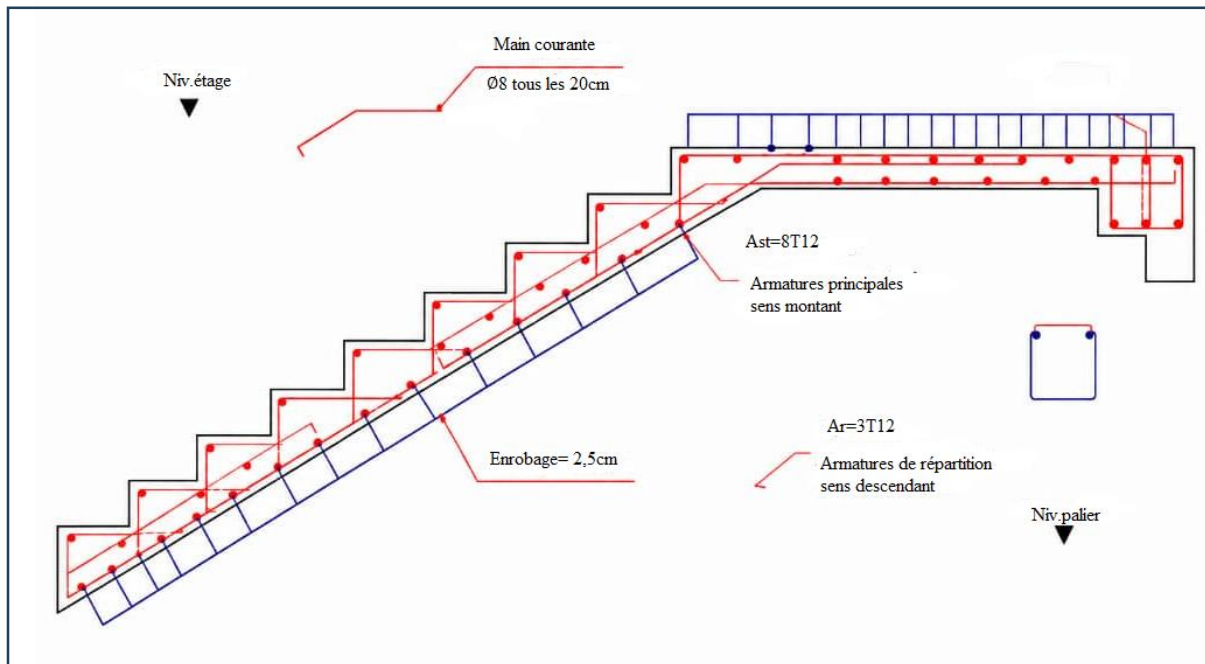


Figure III. 8 : Schéma de ferrailage des escaliers

CONCLUSION :

Le bon dimensionnement garantit la solidité, la durabilité et la sécurité des structures face aux différentes charges.

Chapitre V : Étude dynamique

V.1 INTRODUCTION :

L'analyse dynamique des structures représente une phase fondamentale dans l'étude des ouvrages de génie civil.

Contrairement à l'approche statique, elle permet de prendre en considération les actions variables dans le temps, notamment les sollicitations sismiques et vibratoires.

Cette démarche vise à caractériser le comportement réel de la structure en intégrant ses paramètres dynamiques propres, afin d'assurer sa stabilité et sa performance face aux différentes excitations.

V.2 BUT DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

L'étude dynamique a pour but principal la détermination des caractéristiques modales de la structure, telles que les périodes propres, les modes de vibration et les masses participantes.

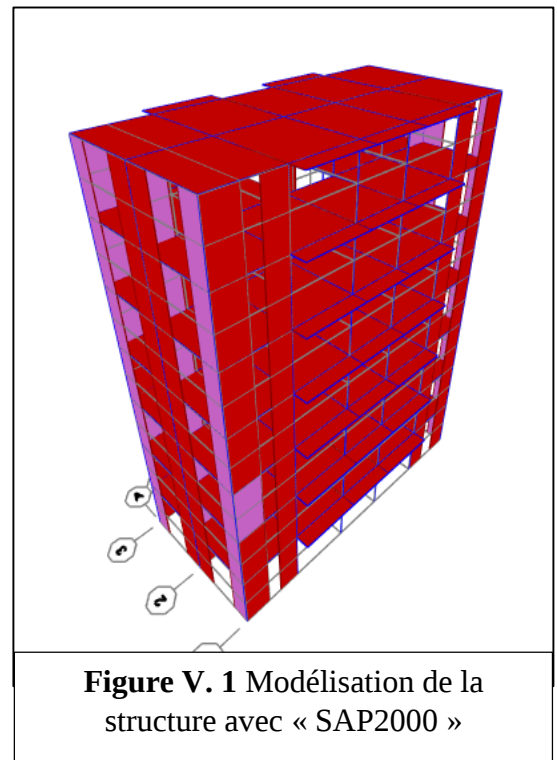
Elle permet également d'évaluer la réponse de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques, en estimant les déplacements et les efforts internes générés.

Cette analyse constitue ainsi une étape essentielle pour garantir la sécurité, la fiabilité et la conformité de la structure aux règlements en vigueur.

Cette étude a été réalisée conformément au règlement parasismique algérien RPA 2024, en utilisant le logiciel de modélisation et d'analyse SAP2000.

V.3 Modélisation de la structure :

Pour étudier la réponse dynamique d'une structure, y compris ses périodes et modes propres, il est essentiel de choisir un modèle dynamique approprié qui reflète au mieux la réalité du système. Le modèle dynamique pour lequel nous avons opté, pour le calcul de notre ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastré à sa base, dont les masses sont concentrées dans le niveau central. Dans cette étude, nous utiliserons le logiciel SAP2000V26 pour la modélisation et l'analyse des tâches permettant de résoudre le problème.



V.4 METHODE DE CALCUL :

Selon les règles parasismiques Algériennes "RPA 2024", le calcul des forces sismiques peut être effectué selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme .

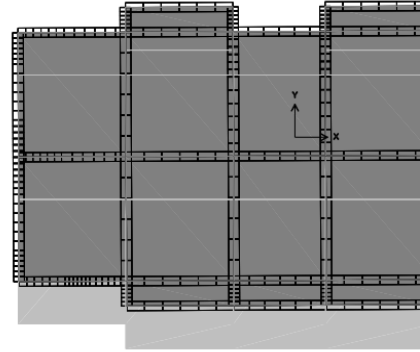
La méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à l'action sismique.

V.4.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente

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

- Le bâtiment, étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, prescrites avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées selon RPA 2024



V.4.2 La méthode d'analyse modale spectrale :

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.

V.4.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié

Auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

Pour notre cas, on a utilisé la méthode statique équivalente. (Zone III, groupe 2, Hauteur de bâtiment 24,82 m)

V.5 LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

V.5.1 Force sismique totale V :

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

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}$: Ordonnée du spectre de calcul.

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

λ : Coefficient de correction.

W : Poids total de la structure.

V.5.2 Estimation de la période fondamentale de la structure (T_0) :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

$T_{\text{empirique}}$: Période fondamentale [Unité en s]

h_n : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau [unité en m].

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par :

Tableau V. 1 : Valeurs du coefficient C_T

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

$C_T = 0,05$

$h_n = 21,42 \text{ m}$

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times 21,42^{\frac{3}{4}} = 0,49 \text{ s}$$

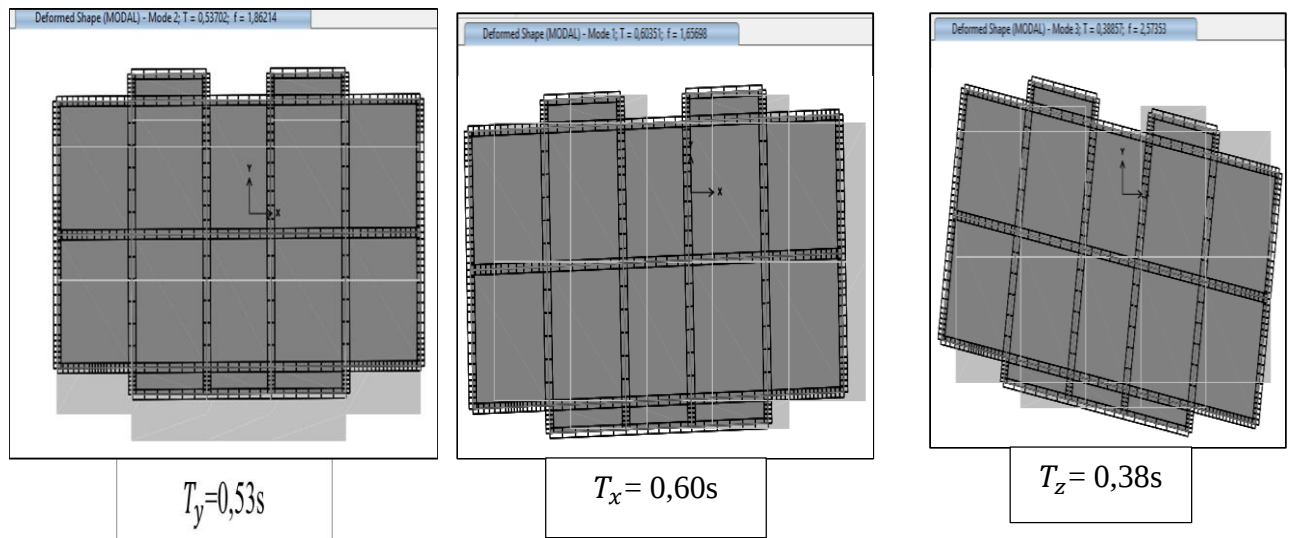


Figure V.2 : Présentation des modes de vibration obtenus par SAP2000

$T_x = 0,60s$ mode 1 : translation suivante x – x

$T_y = 0,53s$ mode 2 : translation suivante y – y

Tableau V.2 : Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	period à utilise
$T_{calcul} < T_{emperique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq T_{emperique}$	$T_0 = 1,3 T_{emperique}$

$$T_x = 0,60 \text{ s} \geq T_{emperique} = 0,49$$

$$T_y = 0,53 \text{ s} \geq T_{emperique} = 0,49$$

$$\text{Donc } T_0 = T_x = T_y = 1,3 T_{emperique} = 1,3 \times 0,49 = 0,64 \text{ s}$$

V.5.3 Coefficient d'accélération de zone A :

Notre structure classer comme zone IV (Moyenne à élever) donc $A=0,20$

Tableau V.3 : Coefficient d'accélération de zone

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	/
I	Faible	0.070
II	Faible à Moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Élevée	0.25
VI	Elevée	0.30

V.5.4 Coefficient de comportement global de la structure R :

Pour notre structure on prend système de contreventement constitué par des voiles 4,5

V.5.5 Coefficient d'importance I :

Notre structure est de Groupe 2 (Bâtiments d'importance moyenne) car la hauteur totale de bâtiment $H=21,42\text{m}$ ne dépasse pas 48 m

I : Coefficient d'importance = 1

Tableau V.4 : Coefficient d'importance

Coefficient d'importance	Groupe d'importance			
I	1A	1B	2	3
	1.40	1.20	1	0.80

V.5.6 Coefficient de site S :

D'après le rapport géotechnique, notre structure est située sur un site ferme de catégorie S2.

$S=1,20$

Tableau V.5 : Valeur de T_1 et T_2 selon le site

Spectre type 1	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
(Zones IV, V et VI)				
site : S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site : S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site : S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site : S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

V.5.7 Coefficient de correction λ :

$\lambda = 0,85$ si $T_0 \leq (2.T_2)$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

$\lambda = 1$ autrement

$T_0=0.64 < 2.T_2 = 2 \times 0,5=1$ donc on prend $\lambda = 0,85$

V.5.8 Facteur de qualité Q_F :

Le facteur de qualité, Q_F tient compte de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure
- La régularité en plan et en élévation

La valeur de Q_F est déterminée l'équation suivante :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q b$$

P_q : est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau

i : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont donner dans le tableau suivant

Tableau V.6 : Valeurs des Pondérations P_q

Catégorie	Critère q	P_q	
		Observe	N/Observe
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur les nombres des étages		0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

On utilise tableau (b) car on a choisi système de contreventement constitué par des voiles 4,5^b, donc :

$$Q_{Fx} = 1 + 0,05 = 1,05$$

$$Q_{Fy} = 1$$

V.5.9 Spectre de calcul :

L'action sismique est modélisée à l'aide du spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} \text{A.I.S } \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si : } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{A.I. S. } \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{Si : } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{A.I. S. } \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si : } T_2 \leq T \leq T_3 \\ \text{A.I. S. } \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T} \right] & \text{Si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

$$T = 0,64 \text{ s}, T_1 = 0,10 \text{ s}, T_2 = 0,5 \text{ s}, T_3 = 2,0 \text{ s}$$

Dans notre cas :

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$0,5 \leq 0,64 \leq 2s$$

$$\begin{cases} \frac{S_{ad}}{g}(T) = \text{A.I. S. } \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] \\ \frac{S_{ad}}{g}(T_x) = 0,20 \times 1,20 \times 1,20 \left[2,5 \times \frac{1,05}{4,5} \right] \cdot \left[\frac{0,5}{0,64} \right] = 0,131 \\ \frac{S_{ad}}{g}(T_y) = 0,20 \times 1,20 \times 1,20 \left[2,5 \times \frac{1}{4,5} \right] \cdot \left[\frac{0,5}{0,64} \right] = 0,125 \end{cases}$$

V.5.10 Le poids total de la structure (W_T) :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge.

$\beta = 0,2$ Pour un bâtiment à usage d'habitation.

Tableau V.7 : Poids et masses de chaque niveau

Niveau	Hauteur d'étage h_i (m)	La masse (tonne)	Le poids W_i (KN)
--------	---------------------------	------------------	---------------------

RDC	3,06	280,11	2747,88
1	6,12	280,11	2747,88
2	9,18	280,11	2747,88
3	12,24	277,956	2726,75
4	15,03	276,491	2712,40
5	18,36	275,349	2701,20
6	21,42	247,059	2688,52
			$\sum W_i = 19072,51$

V.5.11 Détermination l'effort tranchant (V) :

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

$$\begin{cases} V_x = V = 0,85 \times 0,131 \times 19072,51 = 2123,723 \text{ KN} \\ V_y = V = 0,85 \times 0,125 \times 19072,51 = 2026,454 \text{ KN} \end{cases}$$

V.6 LES FORCES SISMIQUES DE CHAQUE NIVEAU :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule selon RPA 2024 :

$$F_i = \frac{(V - F_i) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

Ou :

- F_i : Effort horizontal revenant au niveau i
- h_i : Niveau du plancher ou s'exerce la force F_i
- h_j : Niveau du plancher quel conque
- W_i, W_j : poids revenant aux planchers i et j, respectivement.

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, donnée par la formule suivante :

[

$$F_t = 0,07T_0 \cdot V \quad \text{Si} \quad T > 0,7\text{s}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si} \quad T < 0,7\text{s}$$

Dans notre cas : $T=0,64\text{ s} < 0,7\text{s}$ donc $F_t = 0$

Tableau V.8 : Les efforts sismiques dans les deux directions

Niveau	Hauteur (h_i)	W_i	$W_i \cdot h_i$	$\sum W_j \cdot h_j$	V_y	V_x	F_y	F_x
RDC	3,06	2747,88	8408,51	240804,62	2026,454	2123,723	70,76	74,156
1	6,12	2747,88	16817,03	240804,62	2026,454	2123,723	141,52	148,32
2	9,18	2747,88	25225,54	240804,62	2026,454	2123,723	212,28	222,47
3	12,24	2726,75	33375,42	240804,62	2026,454	2123,723	280,86	294,34
4	15,03	2712,40	49795,99	240804,62	2026,454	2123,723	419,05	439,16
5	18,36	2701,20	49594,03	240804,62	2026,454	2123,723	417,35	437,38
6	21,42	2688,52	57588,09	240804,62	2026,454	2123,723	484,63	507,88
Σ	/	19072,51	/	/	/	/	2026,45	2123,706

$$\left\{ \begin{array}{l} V = F_t + \sum F_i \\ \rightarrow V = \sum F_i \end{array} \right.$$

$$F_t=0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma F_x=2123,723 \\ V_x=2123,723 \end{array} \right. \rightarrow V_x=\Sigma F_x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Sigma F_y=2026,45 \\ V_y=2026,454 \end{array} \right. \rightarrow V_y=\Sigma F_y$$

V.7 JUSTIFICATION DE LA SECURITE :

V.7.1 Vérification de l'effort tranchant de la base :

Selon le RPA 2024, pour un système de contreventement constitué de voiles ($R=4,5^{(b)}$), la résistance aux charges verticales et latérales est principalement assurée par des voiles structuraux verticaux.

A la base du bâtiment, ces voiles reprennent plus de 65% de l'effort tranchant total du système structural.

$$\frac{V_{dynamique}}{V_{statique}} > 80\%$$

Tableau V.9 : Effort tranchant global à la base par SAP 2000

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options										
Units: As Noted Filter:								Base Reactions		
	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m	GlobalY m
►	EX	LinStatic	-2123,706	-2,633E-10	4,195E-11	3,978E-09	-32407,8664	-3585,0636	0	
	EY	LinStatic	-2,702E-10	-2026,45	2,711E-11	30923,8704	-4,743E-09	-670,1875	0	

Tableau V.10 : Effort tranchant des voiles par SAP 2000

Units: As Noted Filter:										
										Section Cut Forces - Design
	SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	Globa m
►	vx	EX	LinStatic	-256,372	1806,438	0,197	1121,5482	272,4411	-12399,5049	-0
	vx	EY	LinStatic	338,967	6,705	14,94	223,3327	11738,1735	188,6695	-0
	vy	EX	LinStatic	285,955	23,203	1,682	-2117,7036	311,4862	35235,0202	
	vy	EY	LinStatic	40,589	-0,785	1847,048	1409,1614	5371,4253	-64,3855	

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{x \text{ dynamique}} = 1806,438 \\ V_{y \text{ dynamique}} = 1847,048 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{x \text{ statique}} = 2123,706 \\ V_{y \text{ statique}} = 2026,45 \end{array} \right.$$

$$\frac{V_{x \text{ dynamique}}}{V_{x \text{ statique}}} = \frac{1806,438}{2123,706} = 0,85 = 85\% > 80\% \quad \text{CV}$$

$$\frac{V_{y \text{ dynamique}}}{V_{y \text{ statique}}} = \frac{1847,048}{2026,45} = 0,91 = 91\% > 80\% \quad \text{CV}$$

$$\text{Donc : } \frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} > 80\% \quad \text{CV}$$

V.7.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante selon RPA 2024.

. **Poteau :**

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,35$$

Avec :

N_d : Effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismiques.

B_c : Section transversale des poteaux.

Tableau V.11 : Les réactions à la base par SAP 2000 pour poteau

Niveau	a (m)	b (m)	$B^2 (m^2)$	N (MN)	V (MN)	$V < 0,35$
RDC+1+2+3	0,35	0,35	0,1225	$1071,831 \times 10^{-3}$	0,349	C.V
4+5+6	0,30	0,30	0,09	$467,271 \times 10^{-3}$	0,20	C.V

. **Voile :**

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,40$$

Tableau V.12 : Les réactions à la base par SAP 2000 pour voile

Niveau	a (m)	b (m)	$B^2 (m^2)$	N (MN)	V (MN)	$V < 0,40$
(X-X)	0,20	1	0,20	$1351,741 \times 10^{-3}$	0,27	C.V
(Y-Y)	0,20	1	0,20	$1316,597 \times 10^{-3}$	0,263	C.V

V.7.3 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :

Selon RPA 2024, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites, Δ_K données dans le tableau dessous :

$$v_A \cdot \Delta_K < \overline{\Delta_K}$$

Avec :

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k - 1" donne par l'équation suivante :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R : Coefficient de comportement R = 4,5

h_K : Hauteur de l'étage

v_A : Coefficient réducteur, il est pris égal à 0.5

Tableau V.13 : Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de structure	Déplacement limite : $\overline{\Delta_K}$
Bâtiments en Acier	$0.0100 h_K$
Bâtiments en Béton Arme	$0.0075 h_K$
Bâtiments en PAF	$0.0050 h_K$
Bâtiments en Bois	$0.0075 h_K$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	$0.0050 h_K$

Légende : h_K est la hauteur du niveau k

Le coefficient réducteur v_A , il est égal à 0.5

Notre structure est en béton arme donc $\overline{\Delta_K} = 0,0075 h_K = 0,75\% h_K$

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$$

Ou :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

D'après les résultats donnés par le SAP2000, les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Vérification du déplacement inter- étage suivant X-X

Niveau	h_k	$U_x(\text{mm})$	$U_x(\text{m})$	R	Q fx	δ_k	Δ_k	$v_A \times \Delta_k$	$\overline{\Delta_K}$	$v_a \times \Delta_k < \overline{\Delta_K}$
6	3,06	17,84	0,01784	4,5	1,05	0,076457	0,01067	0,005335	0,02295	C.V
5	3,06	15,35	0,01535	4,5	1,05	0,065785	0,01191	0,005957	0,02295	C.V
4	3,06	12,57	0,01257	4,5	1,05	0,053871	0,0129	0,00645	0,02295	C.V
3	3,06	9,56	0,00956	4,5	1,05	0,040971	0,01302	0,006514	0,02295	C.V
2	3,06	6,52	0,00652	4,5	1,05	0,027942	0,01247	0,006235	0,02295	C.V
1	3,06	3,61	0,00361	4,5	1,05	0,015471	0,01045	0,005228	0,02295	C.V
RDC	3,06	1,17	0,00117	4,5	1,05	0,005014	0,00501	0,002507	0,02295	C.V

Tableau V.15 : Vérification du déplacement inter- étage suivant Y-Y

Niveau	h_k	$U_y(\text{mm})$	$U_y(\text{m})$	R	Q fy	δ_k	Δ_k	$v_A \times \Delta_k$	$\overline{\Delta_K}$	$v_a \times \Delta_k < \overline{\Delta_K}$
6	3,06	11,61	0,01161	4,5	1	0,052245	0,00567	0,002835	0,02295	C.V
5	3,06	10,35	0,01035	4,5	1	0,046575	0,00706	0,003532	0,02295	C.V
4	3,06	8,78	0,00878	4,5	1	0,03951	0,00850	0,004252	0,02295	C.V
3	3,06	6,89	0,00689	4,5	1	0,03100	0,00931	0,004657	0,02295	C.V
2	3,06	4,82	0,00482	4,5	1	0,02169	0,00940	0,004702	0,02295	C.V
1	3,06	2,73	0,00273	4,5	1	0,01228	0,00823	0,004117	0,02295	C.V
RDC	3,06	0,9	0,0009	4,5	1	0,00405	0,00405	0,002025	0,02295	C.V

V.7.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon RPA 2024, les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

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

h_k : Hauteur de l'étage "k".

-Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$, les effets (P-Δ) peuvent être approximativement pris en compte en amplifiant les effets de l'action sismique calculée à partir d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

-Si $\theta_k > 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V.16 : Vérification de l'effet P-Δ suivant X-X

Niveau	h_k	Δ_{kx}	V_{kx}	$V_{kx} \text{ cumulé}$	P_k	$P_k \text{ cumulé}$	θ_k	$\theta_k < 0,1$
6	3,06	0,106714	507,8	507,8	2688,52	2688,52	0,018463	C.V
5	3,06	0,011914	437,36	945 ,16	2701,2	5389,7	0,022202	C.V
4	3,06	0,0129	439,16	1384,32	2712,4	8102,1	0,024673	C.V
3	3,06	0,013028	294,34	1678,66	2726,75	10828,8	0,074660	C.V
2	3,06	0,012471	222,47	1901,13	2747,88	13576,75	0,029105	C.V
1	3,06	0,010457	148,36	2049,49	2747,88	16324,63	0,027220	C.V
RDC	3,06	0,005014	74,156	2123,646	2747,88	19072,51	0,014716	C.V

Tableau V.17 : Vérification de l'effet P-Δ suivant Y-Y

Niveau	h_k	Δ_{ky}	V_{ky}	$V_{ky \text{ cumulé}}$	P_k	$P_k \text{ cumulé}$	θ_k	$\theta_k < 0,1$
6	3,06	0,005670	484,63	484,63	2688,52	2688,52	0,0102793	C.V
5	3,06	0,007065	417,35	901,98	2701,2	5389,7	0,0137962	C.V
4	3,06	0,008505	419,05	1321,03	2712,4	8102,1	0,0170466	C.V
3	3,06	0,009315	280,86	1601,8	2726,75	10828,8	0,0205784	C.V
2	3,06	0,009405	212,28	1814,1	2747,88	13576,75	0,0230014	C.V
1	3,06	0,004118	141,52	1955,6	2747,88	16324,63	0,0112339	C.V
RDC	3,06	0,004050	70,76	2026,4	2747,88	19072,51	0,0124567	C.V

V.7.5 Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement :

La vérification de la stabilité au renversement est essentielle pour garantir la résistance de la structure aux sollicitations sismiques.

$$e = \frac{M_{renv}}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

M : Moment de renversement = $\sum W_i \times h_i$ (KN.m)

N : Effort normal global de la structure

Pour prendre en considération la hauteur d'ancrage en majeure effort normal par 10%
 $\rightarrow N = 1,1N$

$N = 1,1 \times 19072,52 = 20979,772 \text{ KN}$

B_x : Largeur de structure suivant x-x = 17,30 m

B_y : Largeur de structure suivant y-y = 8,30 m

Suivante X-X :

$$e_x = \frac{M_{renv}}{N} = \frac{24080,462}{20979,772} = 1,147 \text{ m} \leq \frac{B_x}{4} = \frac{17,30}{4} = 4,325 \text{ m C.V}$$

Suivante Y-Y :

$$e_y = \frac{M_{renv}}{N} = \frac{24080,462}{20979,772} = 1,147 \text{ m} \leq \frac{B_y}{4} = \frac{8,30}{4} = 2,075 \text{ m C.V}$$

CONCLUSION :

Nous concluons que le bâtiment étudié est conforme au RPA 2024. La structure est bien dimensionnée et assure la stabilité ainsi que la sécurité de l'ouvrage.

Chapitre VI :
Etude des éléments
structuraux

VI.1 INTRODUCTION :

Notre ouvrage constitue un système spatial rigide formé de poteaux, poutres et voiles, capable de reprendre l'ensemble des actions verticales et horizontales, notamment celles dues aux séismes.

Les éléments structuraux jouent un rôle fondamental dans la résistance globale de la structure ainsi que dans la distribution des efforts internes.

Pour le dimensionnement des armatures, le logiciel SAP2000 a été utilisé afin d'évaluer les efforts internes selon diverses combinaisons de charges. Le calcul du ferrailage a été effectué conformément aux règlements CBA93, BAEL91 et RPA 2024, comme suit :

- Les poutres sont dimensionnées en flexion simple
- Les poteaux et voiles sont dimensionnés en flexion composé.

VI.2 LES POUTRES :

Les poutres sont des éléments horizontaux de la structure ayant pour fonction de transmettre les charges vers les poteaux.

Elles travaillent essentiellement en flexion simple sous l'effet des sollicitations appliquées

. **Poutres principales** : ce sont des éléments porteurs destinés à prendre les charges permanentes et d'exploitation du plancher afin de les transmettre aux poteaux.

. **Poutres secondaires** : elles assurent la liaison entre les portiques et participant au chaînage de l'ouvrage.

• Combinaisons des charges :

Selon le BAEL91, les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

- **ELU** : $1,35 G + 1,5 Q$
- **ELS** : $G + Q$

Selon le RPA 2024, les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_y \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q \pm 1.4 \cdot E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4 \cdot E_y \end{array} \right.$$

VI.3 CALCUL FERRAILLAGE DE POUTRE PRINCIPALE EN FLEXION SIMPLE :

Tableau VI.1 : Récapitulatif des moments fléchissant

Section	ELU		ELS		ELA	
	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
35×45	79,32	55,76	58,76	40,94	160,46	147,8

• **En appui :**

$b = 35\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = 36\text{cm}$; $d' = 4\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_e = 400\text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$;

$\gamma_s = 1,15$; $f_{bc} = 14,16\text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347,82\text{ MPa}$

✓ **ELU:**

$$M_u = M_{appui} = 79,32\text{ KN.m} = 79,32 \times 10^{-3}\text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{79,32 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,36^2 \times 14,16} = 0,123$$

$$\mu_u = 0,123 < \mu_R = 0,379 \rightarrow \text{C.V} \rightarrow \text{Simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,123}) = 0,16$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,16) = 0,34\text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{79,32 \times 10^{-3}}{0,34 \times 347,82} = 6,70 \times 10^{-4}\text{ m}^2 = 6,70\text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = \frac{0,5 \times 35 \times 40}{100} = 7\text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = \frac{4 \times 35 \times 40}{100} = 56\text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = A_{min} = 7\text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{T}12 + 3\text{T}16 = 3,39 + 6,03 = 9,42\text{ cm}^2$$

✓ **ELS :**

$$M_s = 58,76\text{ KN.m} = 58,76 \times 10^{-3}\text{ MN.m}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{9,42+0}{35} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 35 \times (36 \times 9,42+0)}{15 \times (9,42+0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,1348\text{m} = 13,48 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,35 \times \frac{0,1348^3}{3} + 0 + 15 \times 9,42 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,1348)^2$$

$$I = 10,02 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{58,76 \times 10^{-3} \times 13,48 \times 10^{-2}}{10,02 \times 10^{-4}} = 7,90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 58,76 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,1348)}{10,02 \times 10^{-4}} = 198,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (X - d')}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times 58,76 \times 10^{-3} \times (0,1348 - 0,04)}{10,02 \times 10^{-4}} = 83,40 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

• **En travée :**

$$b = 35 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; d' = 4 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15 ; f_{bc} = 14,16 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

✓ **ELU :**

$$M_u = 55,76 \text{ KN.m} = 55,76 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{55,76 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,36^2 \times 14,16} = 0,086$$

$$\mu_u = 0,086 < \mu_R = 0,379 \rightarrow \text{C.V}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086}) = 0,112$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,112) = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{55,76 \times 10^{-3}}{0,34 \times 347,82} = 4,71 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = A_{min} = 7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3\text{T}12 + 3\text{T}16 = 9,42 \text{ cm}^2$$

✓ **ELS :**

$$M_s = 40,94 \text{ KN.m} = 40,94 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = \frac{15 \times 9,42}{35} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 35 \times (36 \times 9,42 + 0)}{15 \times (9,42 + 0)^2}} - 1 \right) = 13,48 \text{ cm} = 13,48 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$I = \frac{0,35 \times (0,1348)^3}{3} + 0 + 15 \times 9,42 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,1348) = 10,02 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,94 \times 10^{-3} \times 0,1348}{10,02 \times 10^{-4}} = 5,50 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 40,94 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,1348)}{10,02 \times 10^{-4}} = 138,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (X - d')}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times 40,94 \times 10^{-3} \times (0,1348 - 0,04)}{10,02 \times 10^{-4}} = 58,10 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \overline{\sigma_{st}} \rightarrow \text{C.V}$$

• **En appui :**

✓ **ELA:**

$$M = 160,46 \text{ KN.m} = 160,46 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b = 35 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm}; d = 36 \text{ cm}; d' = 4 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_b = 1,20;$$

$$\gamma_s = 1; f_{bc} = 17,70 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{160,46 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,36^2 \times 17,70} = 0,19$$

$$\mu_u = 0,19 < \mu_R = 0,379 \rightarrow \text{C.V}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,19}) = 0,26$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,26) = 0,32 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{160,46 \times 10^{-3}}{0,32 \times 400} = 12,53 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 12,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = \frac{0,5 \times 35 \times 40}{100} = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = \frac{4 \times 35 \times 40}{100} = 56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 12,53$$

$$\text{Choix : } 3T12 + 6T14 = 3,39 + 9,24 = 12,63 \text{ cm}^2$$

✓ **ELS:**

$$M_s = 58,76 \text{ KN.m} = 58,76 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{12,63+0}{35} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 35 \times (36 \times 12,63 + 0)}{15 \times (12,63 + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,1505 \text{ m} = 15,05 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,35 \times \frac{0,1505^3}{3} + 0 + 15 \times 12,63 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,1505)^2$$

$$I = 12,29 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{58,76 \times 10^{-3} \times 15,05 \times 10^{-2}}{12,29 \times 10^{-4}} = 7,11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 58,76 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,1505)}{12,29 \times 10^{-4}} = 148,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (X - d')}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times 58,76 \times 10^{-3} \times (0,1505 - 0,04)}{12,29 \times 10^{-4}} = 78,41 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

• **En travée :**

✓ **ELU :**

$$M_u = 147,80 \text{ KN.m} = 147,80 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b = 35 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm}; d = 36 \text{ cm}; d' = 4 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_b = 1,20;$$

$$\gamma_s = 1 ; f_{bc} = 17,70 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{147,80 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,36^2 \times 17,70} = 0,18$$

$$\mu_u = 0,18 < \mu_R = 0,379 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\rightarrow \text{Simple armature } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,18}) = 0,25$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,25) = 0,32 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{147,80 \times 10^{-3}}{0,32 \times 400} = 11,54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 11,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = \frac{0,5 \times 35 \times 40}{100} = 7 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = \frac{4 \times 35 \times 40}{100} = 56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 11,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 + 6T14 = 3,39 + 9,24 = 12,63 \text{ cm}^2$$

✓ **ELS:**

$$M_s = 40,94 \text{ KN.m} = 40,94 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\rightarrow \text{Simple armature } A_{sc} = 0$$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{12,63 + 0}{35} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 35 \times (36 \times 12,63 + 0)}{15 \times (12,63 + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,1505 \text{ m} = 15,05 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,35 \times \frac{0,1505^3}{3} + 0 + 15 \times 12,63 \times 10^{-4} \times (0,36 - 0,1505)^2$$

$$I = 12,29 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,94 \times 10^{-3} \times 15,05 \times 10^{-2}}{12,29 \times 10^{-4}} = 5,01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 40,94 \times 10^{-3} \times (0,36 - 0,1505)}{12,29 \times 10^{-4}} = 104,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (X - d')}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times 40,94 \times 10^{-3} \times (0,1505 - 0,04)}{12,29 \times 10^{-4}} = 55,21 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Tableau VI.2 : Ferrailage de poutre principale aux appuis de section (35×40)

/	M_u (KN.m)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{calculer}$ (cm ²)	$A_{choisit}$	
					Choix	Section(cm ²)
ELU	79,32	7	56	6,70	3T16+3T12	9,42
ELA	160,46	7	56	12,53	6T14+3T12	12,63

Tableau VI.3 : Ferrailage de poutre principale aux travées de section (35×40)

/	M_u (KN.m)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{calculer}$ (cm ²)	$A_{choisit}$	
					Choix	Section(cm ²)
ELU	55,76	7	56	4,71	3T16+3T12	9,42
ELA	147,8	7	56	11,54	6T14+3T12	12,63

VI.3.1 Vérification des conditions du RPA :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$$

Avec : $A_{min} \leq A_{st \text{ choisit}}$

- **En travée :**

$$A_{min} = 7 \text{ cm}^2 \leq A_{st \text{ choisit}} = 12,63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **En appuis :**

$$A_{min} = 7 \text{ cm}^2 \leq A_{st \text{ choisit}} = 12,63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Armatures maximales :**

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{l \text{ min}} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(1,2 ; \frac{40}{35} ; \frac{35}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **L'espacement des barres :**

D'après le RPA 2024

- **Zone Nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 24 \phi_t ; 17,5 ; 6\phi_l \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 24 \times 0,8 ; 17,5 ; 6 \times 1,2 \right)$$

$$S_t \leq 7,2 \rightarrow \text{on prend } S_t = 7 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

VI.3.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{86,974 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,36} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = (2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

VI.3.3 Vérification de la flèche (BA EL 91) :

- **En appuis :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1 \times M_s}{18 \times M_u} \rightarrow \frac{0,40}{4} = 0,1 > \frac{1 \times 58,76}{18 \times 79,32} = 0,04 \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,1 > 0,06 \text{ C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{12,63 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,36} = 0,01 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \text{ C.V}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

L : Largeur de porte max.

- **En travée :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1 \times M_s}{18 \times M_u} \rightarrow \frac{0,40}{4} = 0,1 > \frac{1 \times 40,94}{18 \times 55,76} = 0,04 \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,1 > 0,06 \text{ C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{12,63 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,36} = 0,01 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \text{ C.V}$$

VI.4 CALCUL FERRAILLAGE DE POUTRE SECONDAIRE EN FLEXION SIMPLE :

Tableau VI.4 : Valeurs des moments fléchissant de la poutre secondaire

Section	ELU		ELS		ELA	
	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appui} (KN.m)	$M_{travée}$ (KN.m)
35×45	76,62	55,76	50,12	40,94	69,85	44,81

- **En appui :**

b = 30 cm ; h = 35cm ; d = 31,5cm ; d' = 3,5 cm ; f_{c28} = 25 MPa ; f_e = 400 MPa ; γ_b = 1,5 ;

γ_s = 1,15 ; f_{bc} = 14,16 MPa ; σ_{st} = 347 ,82 MPa

- **ELU:**

$$M_u = M_{appui} = 76,62 \text{ KN.m} = 76,62 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{76,62 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,16} = 0,181$$

$$\mu_u = 0,181 < \mu_R = 0,379 \rightarrow \text{C.V}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,181}) = 0,25$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,25) = 0,28 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{76,62 \times 10^{-3}}{0,28 \times 347,82} = 7,86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 + 3T16 = 3,39 + 6,03 = 9,42 \text{ cm}^2$$

✓ **ELS :**

$$M_s = 50,12 \text{ KN.m} = 50,12 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{9,42 + 0}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times (31,5 \times 9,42 + 0)}{15 \times (9,42 + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,1311 \text{ m} = 13,11 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,30 \times \frac{0,1311^3}{3} + 0 + 15 \times 9,42 \times 10^{-4} \times (0,315 - 0,1311)^2$$

$$I = 7,03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{50,12 \times 10^{-3} \times 13,11 \times 10^{-2}}{7,03 \times 10^{-4}} = 9,34 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,34 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 50,12 \times 10^{-3} \times (0,315 - 0,1311)}{7,03 \times 10^{-4}} = 196,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (X - d')}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times 50,12 \times 10^{-3} \times (0,1311 - 0,035)}{7,03 \times 10^{-4}} = 102,77 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

• **En travée :**

✓ **ELU:**

$$M_u = 55,76 \text{ KN.m} = 55,76 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm}; h = 35 \text{ cm}; d = 31,5 \text{ cm}; d' = 3,5 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_b = 1,5;$$

$$\gamma_s = 1,15 ; f_{bc} = 14,16 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55,76 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 14,16} = 0,132$$

$$\mu_u = 0,132 < \mu_R = 0,379 \rightarrow \text{C.V}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,132}) = 0,17$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,17) = 0,29 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{55,76 \times 10^{-3}}{0,29 \times 347,82} = 5,52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 42 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 5,52 \text{ cm}^2$

Choix : $3\text{T}12 + 3\text{T}16 = 9,42 \text{ cm}^2$

✓ **ELS:**

$M_s = 40,94 \text{ kN.m} = 40,94 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{9,42 + 0}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times (31,5 \times 9,42 + 0)}{15 \times (9,42 + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,1311 \text{ m} = 13,11 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,30 \times \frac{0,1311^3}{3} + 0 + 15 \times 9,42 \times 10^{-4} \times (0,315 - 0,1311)^2$$

$$I = 7,03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,94 \times 10^{-3} \times 13,11 \times 10^{-2}}{7,03 \times 10^{-4}} = 7,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 40,94 \times 10^{-3} \times (0,315 - 0,1311)}{7,03 \times 10^{-4}} = 160,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (X - d')}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times 40,94 \times 10^{-3} \times (0,1311 - 0,035)}{7,03 \times 10^{-4}} = 83,95 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \overline{\sigma_{st}} \rightarrow \text{C.V}$$

• **En appui :**

✓ **ELA:**

$$M = 69,85 \text{ KN.m} = 69,85 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm}; h = 35 \text{ cm}; d = 31,5 \text{ cm}; d' = 3,5 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_b = 1,20;$$

$$\gamma_s = 1 ; f_{bc} = 17,70 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{69,85 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 17,70} = 0,132$$

$$\mu_u = 0,132 < \mu_R = 0,379 \rightarrow \text{C.V}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,132}) = 0,17$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,17) = 0,29 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{69,85 \times 10^{-3}}{0,29 \times 400} = 6,02 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 12,53$$

$$\text{Choix : } 3T12 + 3T16 = 3,39 + 6,03 = 9,42 \text{ cm}^2$$

✓ **ELS:**

$$M_s = 50,12 \text{ KN.m} = 50,12 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{9,42 + 0}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times (31,5 \times 9,42 + 0)}{15 \times (9,42 + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,1311 \text{ m} = 13,11 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,30 \times \frac{0,1311^3}{3} + 0 + 15 \times 9,42 \times 10^{-4} \times (0,315 - 0,1311)^2$$

$$I = 7,03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{50,12 \times 10^{-3} \times 13,11 \times 10^{-2}}{7,03 \times 10^{-4}} = 9,34 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,34 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 50,12 \times 10^{-3} \times (0,315 - 0,1311)}{7,03 \times 10^{-4}} = 196,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (X - d')}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times 40,94 \times 10^{-3} \times (0,1311 - 0,035)}{7,03 \times 10^{-4}} = 120,77 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

• **En travée :**

✓ **ELA :**

$$M = 44,81 \text{ KN.m} = 44,81 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$b = 30 \text{ cm}; h = 35 \text{ cm}; d = 31,5 \text{ cm}; d' = 3,5 \text{ cm}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_b = 1,20;$$

$$\gamma_s = 1 ; f_{bc} = 17,70 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44,81 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315^2 \times 17,70} = 0,085$$

$$\mu_u = 0,085 < \mu_R = 0,379 \rightarrow \text{C.V}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,085}) = 0,11$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,11) = 0,30 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{44,81 \times 10^{-3}}{0,30 \times 400} = 3,73 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 + 3T16 = 3,39 + 6,03 = 9,42 \text{ cm}^2$$

✓ **ELS :**

$$M_s = 40,94 \text{ KN.m} = 40,94 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

→ Simple armature $A_{sc} = 0$

$$X = n \times \frac{A_{st} + A_{sc}}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times (d \times A_{st} + d' \times A_{sc})}{n \times (A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \times \frac{9,42 + 0}{30} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times (31,5 \times 9,42 + 0)}{15 \times (9,42 + 0)^2}} - 1 \right)$$

$$X = 0,1311 \text{ m} = 13,11 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{X^3}{3} + n \times A_{sc} \times (X - d')^2 + n \times A_{st} \times (d - X)^2$$

$$I = 0,30 \times \frac{0,1311^3}{3} + 0 + 15 \times 9,42 \times 10^{-4} \times (0,315 - 0,1311)^2$$

$$I = 7,03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,94 \times 10^{-3} \times 13,11 \times 10^{-2}}{7,03 \times 10^{-4}} = 7,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s \times (d - X)}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 40,94 \times 10^{-3} \times (0,315 - 0,1311)}{7,03 \times 10^{-4}} = 160,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n \times M_s \times (X - d')}{I} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{sc} = \frac{15 \times 40,94 \times 10^{-3} \times (0,1311 - 0,035)}{7,03 \times 10^{-4}} = 83,95 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations préjudiciables :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}, \sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$$

Tableau VI.5 : Ferrailage de poutre secondaire aux appuis de section (35×40)

/	M_u (KN.m)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{calculer}$ (cm ²)	$A_{choisit}$	
					Choix	Section(cm ²)
ELU	76,62	5,25	42	7,86	3T12+3T16	9,42
ELA	69,85	5,25	42	6,02	3T12+3T16	9,42

Tableau VI.6 : Ferrailage de poutre secondaire aux travées de section (35×40)

/	M_u (KN.m)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	$A_{calculer}$ (cm ²)	$A_{choisit}$	
					Choix	Section(cm ²)
ELU	55,76	5,25	42	5,52	3T12+3T16	9,42
ELA	44,81	5,25	42	3,73	3T12+3T16	9,42

VI.4.1 Vérification des conditions du RPA :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Avec : $A_{min} \leq A_{st \text{ calculer}}$

- **En travée :**

$$A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2 \leq A_{st \text{ choisit}} = 9,42 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **En appuis :**

$$A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2 \leq A_{st \text{ choisit}} = 9,42 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Armatures maximales :**

$$\text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone nodale : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{l \text{ min}} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(1,2 ; \frac{35}{35} ; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

VI.4.2 L'espacement des barres :

D'après le RPA 2024

- **Zone Nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 24 \phi_t ; 17,5 ; 6\phi_l \right) = \min \left(\frac{35}{4} ; 24 \times 0,8 ; 17,5 ; 6 \times 1,2 \right)$$

$$S_t \leq 7,2 \rightarrow \text{on prend } S_t = 7 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

VI.4.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{125,94}{0,35 \times 0,36} = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = (2,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,33 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

VI.4.4 Vérification de la flèche (BA EL 91) :

- **En appuis :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1 \times M_s}{18 \times M_u} \rightarrow \frac{0,35}{3,5} = 0,1 > \frac{1 \times 50,12}{18 \times 76,62} = 0,036 \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,1 > 0,06 \text{ C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9,42 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,315} = 9,9 \times 10^{-3} < \frac{4,2}{400} = 0,01 \text{ C.V}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

L : Largeur de porte max.

- **En travée :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1 \times M_s}{18 \times M_u} \rightarrow \frac{0,40}{4} = 0,1 > \frac{1 \times 40,94}{18 \times 55,76} = 0,04 \text{ C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,1 > 0,06 \text{ C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{9,42 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,315} = 9,9 \times 10^{-3} < \frac{4,2}{400} = 0,01 \text{ C.V}$$

Les schémas des ferraillements des poutres sont :

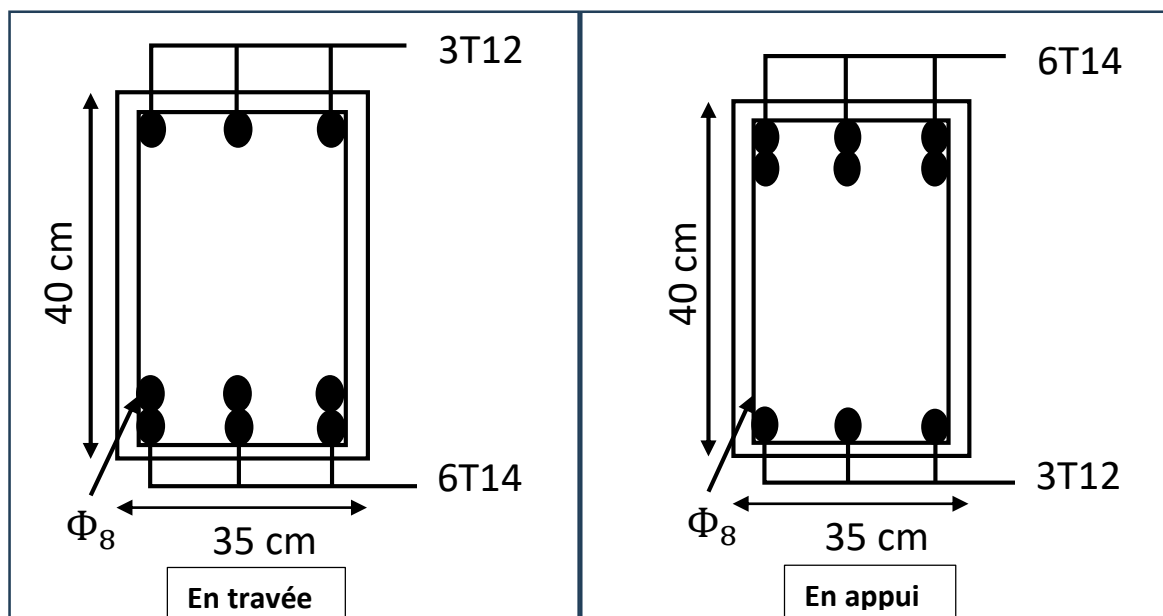


Figure VI.1 : Schéma ferraillement des poutres principales

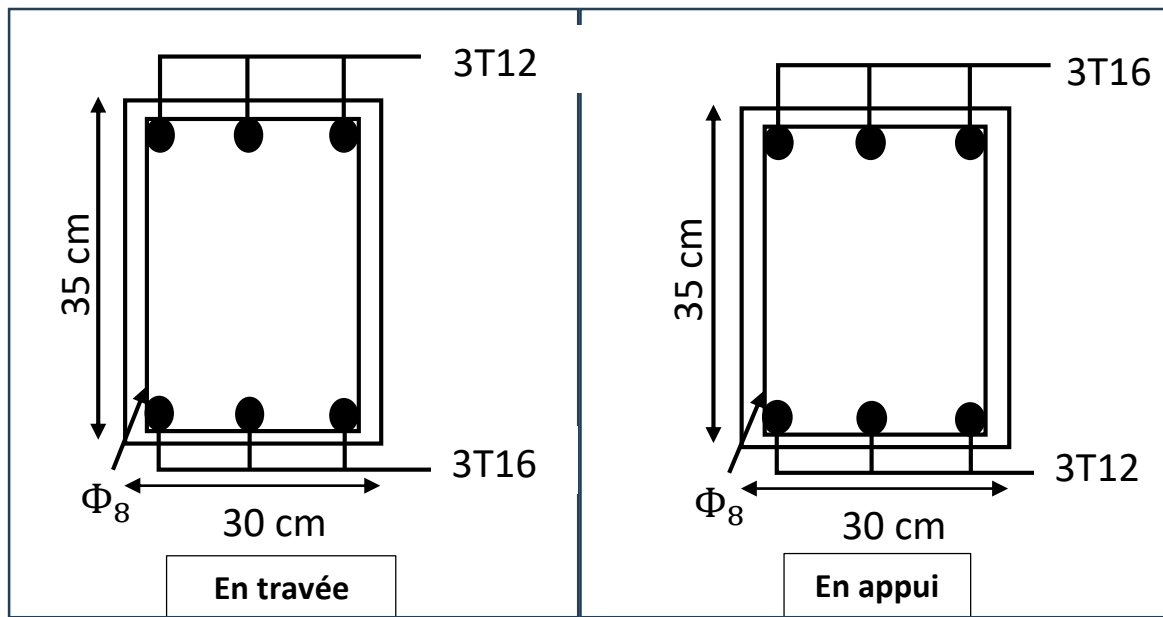


Figure VI.2 : Schéma ferrailage des poutres secondaires

VI.5 LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant le transfert des charges, des étages vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal N ainsi qu'à un moment fléchissant M dans les deux directions (longitudinale et transversale).

Par conséquent, leur dimensionnement est réalisé en flexion composée.

VI.5.1 Combinaisons des charges :

Selon le BAEL91 :

• ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

• ELS : $G + Q$

Selon le RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_y \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q \pm 1.4 \cdot E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4 \cdot E_y \end{array} \right.$$

VI.5.2 Sollicitations à considérer :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage sont :

- $N_{max} \Rightarrow M$ correspondant.

- $M_{max} \Rightarrow N$ correspondant.

- $N_{min} \Rightarrow M$ correspondant.

Les valeurs des sollicitations proviennent directement du logiciel SAP 2000 et sont présentées dans le tableau ci-dessous :

VI.5.3 Sollicitations max des poteaux :

Tableau VI.7 : Les différentes sollicitations maximales à l'accidentelle (ELA)

Etage	$N_{max}(KN)$	$M_{corres}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{corres}(KN)$	$M_{min}(KN.m)$	$N_{corres}(KN)$
RDC+1+2+3	1171.831	23.37	101.78	289.56	275.52	5.52
4+5+6	467.27	31.83	58.77	216.73	0.92	1.68

Tableau VI.8 : Les différentes sollicitations maximales à l'ELU

Etage	$N_{max}(KN)$	$M_{corres}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{corres}(KN)$	$M_{min}(KN.m)$	$N_{corres}(KN)$
RDC+1+2+3	1385.465	1.69	30.59	557.92	200.445	1.09
4+5+6	572.944	12.35	27.74	139.32	21.52	1.07

Tableau VI.9 : Les différentes sollicitations maximales à l'ELS

Etage	$N_{max}(KN)$	$M_{corres}(KN.m)$	$M_{max}(KN.m)$	$N_{corres}(KN)$	$M_{min}(KN.m)$	$N_{corres}(KN)$
RDC+1+2+3	1017.61	1.24	22.41	409.33	147.671	0.8
4+5+6	421.129	9.05	20.34	102.80	15.87	0.78

VI.5.4 Calcul de ferrailage :

On a choisi un poteau du RDC , le plus sollicité , calculé en flexion composée sous **N** et **M** .

$b=0.35\text{ m}$, $h=0.35$; $\mu_R=0.392$ $d=0.315\text{ m}$, $d'=0.035\text{ m}$

$f_{c28}=25\text{ MPa}$; $f_e=400\text{ MPa}$; $\gamma_s=1.2$

$\sigma_{st}=400\text{ MPa}$; $\gamma_s=1$; $\gamma_b=1.2$

✓ **ELA :**

$N_u= 1,171831\text{ MN}$

$M_u= 0,02337\text{ MN.m}$

VI.5.4.1 Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.02337}{1.17183} = 19.94 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$e = 19.94 \times 10^{-3} < \frac{h}{6} = 0.058 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 19.94 \times 10^{-3} + \frac{0.35}{2} - 0.035 = 0.160 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 1.171 \times 0.160 = 0.187 \text{ m}$$

VI.5.4.2 Vérifications des conditions :

$$N_u \times (d - d') - M_a = 1.171 \times (0.315 - 0.035) - 0.187 = 0.140 \quad \dots \text{domaine I}$$

$$(0.377 - 0.81 \times \frac{d'}{d}) b \times d^2 \times f_{bc} = (0.377 - 0.81 \times \frac{0.035}{0.315}) \times 0.4 \times 0.315^2 \times 17.71 = 0.20 \dots \text{domaine II}$$

Dans notre cas, la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue, comme il est montré ci-dessous :

$I < II$:

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.187}{0.35 \times 0.315^2 \times 17.71} = 0.304$$

$$\mu_u = 0.304 \leq \mu_R = 0.379 (F_e E 400) \rightarrow \text{C.V}$$

Donc A_2 section à simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.304}) = 0.475$$

$$z = d \times (1 - 0.4) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.475) = 0.255 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa.}$$

$$A_1 \geq \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) \times \frac{1}{\sigma_{st}} \rightarrow A_1 \geq \left(\frac{0.187}{0.255} - 1.171 \right) \times \frac{1}{400} = -10.94 \times 10^{-4} \text{ m} = -10.94 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage de poteau est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du **RPA2024**

La section minimale est de 0.7% de la section totale :

$$A_{min} = 0.9\% \times b \times h = 0.9\% \times 35 \times 35 = 11.025 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 8T16 = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{min} \rightarrow \text{C.V}$$

VI.5.4.3 La section maximale :

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 8\% \times b \times h = 8\% \times 35 \times 35 = 98 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 16.08 \text{ cm}^2 < A_{max} \rightarrow \text{C.V}$$

Suivant les règles BAEL91 :

➤ **La section minimale :**

$$A_{min} = 0,2\% \times b \times h = 0,2\% \times 35 \times 35 = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptée} = 16,08 > A_{s \text{ min}} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,023 \times f_{c28} \times b \times \frac{d}{f_e} = 0,023 \times 25 \times 0,35 \times \frac{0,315}{400} = 4,52 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \rightarrow \text{C.V}$$

On la même manière, on calcule le ferrailage a ELU du aux autres sollicitation, et le résultat dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Récapitulation des calcule ferrailage des poteaux utilisant N_{max} et M_{cor}

NIVEAU	Section	N_{max} (KN)	M_{corres} (KN.m)	μ_u	α	z	$A_{st \text{ calcule}}$
RDC+1+2+3	(35x35)	1171.83	23.37	0.304	0.048	0.30	-14.12
		1245.47	1.69	0.347	0.003	0.31	-19.71
4+5+6	(30x30)	467.27	31.83	0.22	0.1	0.26	-3.20
		572.944	12.35	0.26	0.049	0.26	-7.66

Tableau VI.11 : Récapitulation des calcule ferrailage des poteaux utilisant N_{max} et M_{cor}

NIVEAU	Section	M_{max} (KN.m)	N_{corres} (KN)	μ_u	α	Z	$A_{st \text{ calcule}}$
RDC+1+2+3	(35x35)	101.78	289.56	0.231	0.12	0.28	5.09
		30.59	557.92	0.22	0.07	0.30	-5.83
4+5+6	(30x30)	58.77	216.73	0.21	0.20	0.25	3.11
		27.74	139.32	0.14	0.01	0.26	0.74

Tableau VI.12 : Récapitulation des calculs ferrailage des poteaux utilisant N_{min} et M_{cor}

NIVEAU	Section	M_{min} (KN.m)	N_{corres} (KN)	μ_u	α	Z	$A_{st\ calculé}$
RDC+1+2+3	(35x35)	275.91	5.52	0.007	0.01	0.31	-3.37
		200.445	1.09	0.05	0.027	0.31	-.307
4+5+6	(30x30)	0.92	1.68	0.004	0.005	0.26	0.14
		21.52	1.07	0.011	0.003	0.26	-0.22

Tableau VI.13 : Récapitulation des calculs ferrailages poteaux pour cas le plus défavorable

Niveau	Section	Domaine	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)		$A_{st\ calculé}$ (cm ²)	$A_{st\ choisit}$ (cm ²)	
				4%	8%		Choix	Section
RDC+ 1+2+3	35x35	2	6.125	49	98	-14.12	8T16	16.08
	35x35	3	6.125	49	98	-19.71	8T14	12.32
	35x35	2	6.125	49	98	5.09	8T14	12.32
	35x35	2	6.125	49	98	-5.83	8T14	12.32
	35x35	2	6.125	49	98	-3.37	8T14	12.32
	35x35	2	6.125	49	98	-.307	8T14	12.32
4+5+6	30x30	2	4.5	36	72	-3.20	6T14	9.24
	30x30	2	4.5	36	72	-7.66	6T14	9.24
	30x30	2	4.5	36	72	3.11	6T14	9.24
	30x30	2	4.5	36	72	0.74	6T14	9.24
	30x30	2	4.5	36	72	0.14	6T14	9.24
	30x30	2	4.5	36	72	-0.22	6T14	9.24

✓ ELS :

VI.5.4.3.1 Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.24}{1017.61} = 1.21 \times 10^{-3} \text{ m}$$

VI.5.4.3.2 Position de l'axe neutre :

$$P = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6 \times n \times A_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d'\right) + \frac{6 \times n \times A_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right) = -0.082 \text{ m}$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 + \frac{6 \times n \times A_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6 \times n \times A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = -0.011 \text{ m}$$

On pose : $e_1 = 0.5$

$$e_1 = \sqrt[3]{-P \times e_1 - q} = 0.37 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0.54 \text{ m}$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} + n \times A_2 \times (x - d') - n \times A_1 \times (d - x) = 0.056 \text{ m}^2$$

VI.5.4.3.3 Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.017 \times 0.54}{0.056} = 9.80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \times N_s \times (d - x)}{S} = \frac{15 \times 1.017 \times (0.315 - 0.54)}{0.056} = 61.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 38.39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

On la même manière, on calcule le ferrailage à ELS dû aux autres sollicitations, et le résultat dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Vérification à ELS des poteaux

Niveau	A_{st}	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$
RDC+ 1+2+3	16,08	61,29	201,66	C.V	9,80	15	C.V
	12,32	23,98	201,66	C.V	2,52	15	C.V
	12,32	9,203	201,66	C.V	1,128	15	C.V
	12,32	192,11	201,66	C.V	45,07	15	C.V
	12,32	24,79	201,66	C.V	4,102	15	C.V
	12,32	7,44	201,66	C.V	1,89	15	C.V
4+5+6	9,24	30,68	201,66	C.V	6,74	15	C.V
	9,24	6,53	201,66	C.V	1,81	15	C.V
	9,24	4,78	201,66	C.V	0,22	15	C.V
	9,24	18,01	201,66	C.V	1,39	15	C.V
	9,24	22,48	201,66	C.V	4,16	15	C.V
	9,24	1,73	201,66	C.V	0,52	15	C.V

VI.5.4.4 Armature transversales :

$$\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} < \overline{\tau_{bu}} = P_d \times f_{c28}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b}$$

Avec :

λ_g : Elancement géométrique du poteau

a, b : Dimensions du poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau

l_0 : Hauteur libre du poteau

$$l_f = 0,7 \times (3,06 - 0,20) = 2,002 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,002}{0,35} = 5,72 \quad \text{avec} \quad a=b$$

$$\lambda_g > 5 \rightarrow P_d = 0,075$$

Tableau VI.15 : Récapitulatif des armatures transversales

Niveau	V (KN)	λ_g	P_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	$\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}}$
RDC	17,28	5,75	0,075	0,156	1,875	C.V
1	30,45	5,75	0,075	0,276	1,875	C.V
2	24,45	5,75	0,075	0,221	1,875	C.V
3	35,85	5,75	0,075	0,325	1,875	C.V
4	29,54	6,67	0,075	0,364	1,875	C.V
5	26,80	6,67	0,075	0,330	1,875	C.V
6	35,38	6,67	0,075	0,436	1,875	C.V

VI.5.4.4.1 Choix des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

A_t : Section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$\rho_a=2,5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \leq 5$

VI.5.4.4.2 Espacement par RPA 2024 :

- Zone nodale :**

$t \leq \text{Min} (10\emptyset ; 12,5) \rightarrow \text{zone I, II, III}$

$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10\text{cm} ; 60\emptyset \right) \rightarrow \text{zone IV, V, VI}$

$t \leq \min \left(\frac{0,35}{3} ; 10\text{cm} ; 60 \times 1,6 \right) = 10 \text{ cm}$

On prend : $t = 10\text{cm}$

Avec répartition :

$$L = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$t' \leq 15\emptyset \rightarrow \text{zone I, II, III}$$

$$t' \leq \text{Min} \left(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\emptyset \right) \rightarrow \text{zone IV, V, VI}$$

$$t' \leq \text{Min} \left(\frac{35}{2} ; \frac{35}{2} ; 10 \times 1,6 \right) \rightarrow t \leq 16$$

On prend: $t' = 15 \text{ cm}$

VI.5.4.4.3 Vérification des armatures transversales :

$$\lambda_g > 5 \rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 5 \rightarrow \frac{A_t}{t \times b} = 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ l'interpolation

Tableau VI.16 : Les résultats de calcul des armatures transversales

Niveau	h(m)	$V_u(\text{KN})$	λ_g	ρ_a	t (m)	t'(m)	A_t	Choix
RDC	0,35	17,28	5,75	2,5	0,10	0,15	0,308	Ø8
1	0,35	30,45	5,75	2,5	0,10	0,15	0,543	Ø8
2	0,35	24,45	5,75	2,5	0,10	0,15	0,436	Ø8
3	0,35	35,85	5,75	2,5	0,10	0,15	0,640	Ø8
4	0,30	29,54	6,67	2,5	0,10	0,10	0,615	Ø8
5	0,30	26,80	6,67	2,5	0,10	0,10	0,558	Ø8
6	0,30	35,38	6,67	2,5	0,10	0,10	0,737	Ø8

VI.5.4.4.4 Calcul des longueurs de recouvrement :

D'après le RPA 2024, La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r \geq 60\emptyset \text{ pour Zone IV}$$

Tableau VI.17 : Dimensionnement du recouvrement des armatures des poteaux

ϕ_{max} (mm)	L_r (mm)	L_r choisit (mm)
Ø16	960	100
Ø14	840	90

- La longueur de la zone nodale des poteaux :

$$L_{cr} = \text{Max} \left(1.5h_c, \frac{L_{cl}}{6}, 60 \right)$$

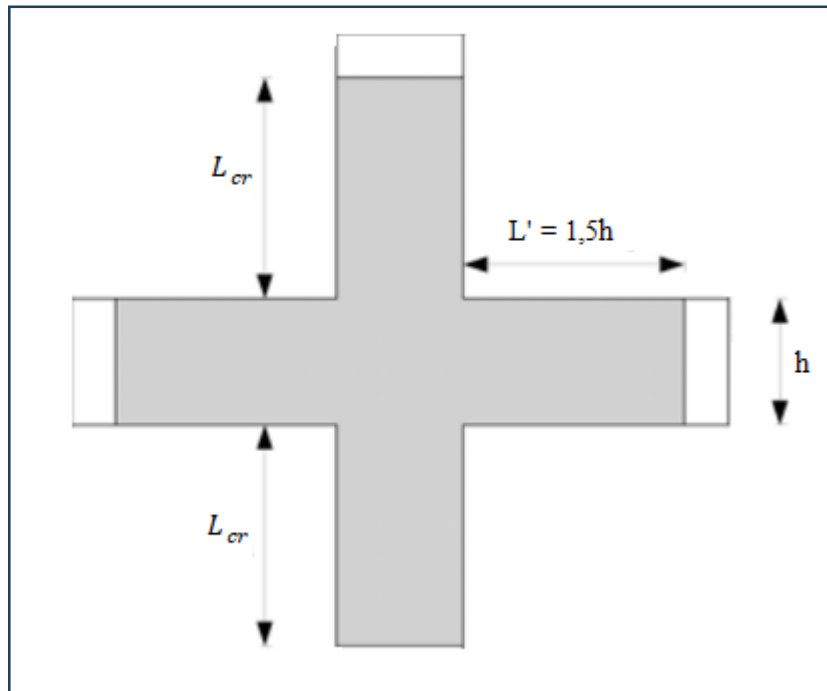


Figure VI.3 : Détail de zone nodale

Tableau VI.18 : Dimension de la zone nodale des poteaux

$a = b$ (cm)	L_{cl} (cm)	L_{cr} (cm)
35	306	51
30	306	45

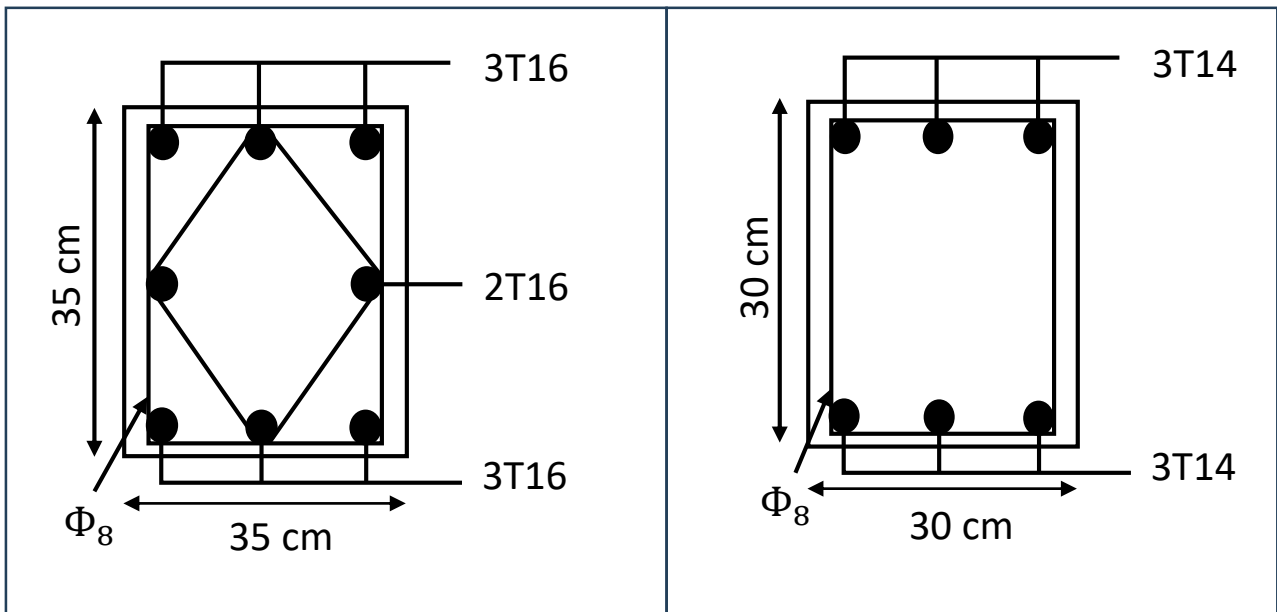


Figure VI.4 : Schéma ferrailage des poteaux

VI.6 VOILE :

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé assurant le contreventement et la résistance de la structure aux actions horizontales comme le vent et les séismes.

Combinaisons de calcul :

Selon BAEL91 :

- ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ELS : $G+Q$

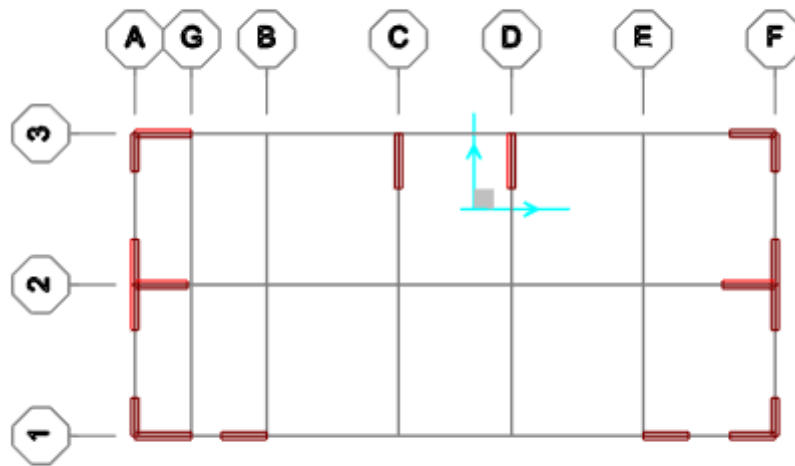
Selon RPA 2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_y \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \psi \cdot Q \pm 1.4 \cdot E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4 \cdot E_y \end{array} \right.$$

VI.6.1 La disposition des voiles :

La disposition des voiles de notre structure est présentée dans la figure suivante à partir de logiciel SAP2000 :



VI.6.2 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA 2024 :

- Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $s \leq \min (1,5b_w ; 25 \text{ cm})$
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

$60\phi_l$ Pour les barres situées dans les zones IV, V et VI

$50 \phi_l$ Pour les barres situées dans les zones I, II et III.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser b_w .

VI.6.3 Ferrailage du voile :

VI.6.3.1 Dimensionnement du voile :

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

b_w : L'épaisseur minimale du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

Avec : $h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ cm}$

$$b_w \geq \max \left(\frac{2,71}{20} ; 15 \text{ cm} \right) = \max (13,55 ; 15 \text{ cm})$$

$$b_w \geq 15 \text{ cm}$$

On prend : $b_w = 20 \text{ cm}$

VI.6.3.2 Calcule la largeur du voile :

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

$$L_w \geq \max (0,90 ; 0,8 ; 1\text{m})$$

$$L_w \geq 1\text{m}$$

VI.6.3.3 Vérification la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq 0,2 \times f_{c28} = \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec :

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile avec $d = 0,9 \times h$.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\bar{V} = 1,4 \times V_{u \text{ calcul}} = 1,4 \times 185,6437 \times 10^{-3} = 0,25 \text{ MN.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{0,25}{0,2 \times 0,9} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

VI.6.3.4 Détermination le ferrailage du linteau :

$$\tau_b < 0,06 \times f_{c28}$$

$$0,06 \times f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,38 \text{ MPa}$$

$$1,38 < 1,5 \text{ C.V}$$

VI.6.3.5 Ferrailage longitudinale :

$$A_l = A_l' \geq \frac{M}{z \times f_e} = \frac{704,832 \times 10^{-3}}{1,76 \times 400} = 10,01 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0,25\% \times b_w \times h_w = 9,3 \text{ cm}^2$$

$$Z = h - 2 \times c = 186 - 2 \times 5 = 176 \text{ cm}$$

$$\text{On choisit : } 5\text{T}16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

VI.6.3.6 Ferrailage de poteau AC :

$$AC \geq 0,2\% \times b_w \times L_w$$

$$AC \geq \frac{0,2 \times 0,20 \times 1,86}{100} = 7,44 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4T16 = 8,04 cm²

VI.6.3.7 Ferrailage transversale :

$$\lambda_g = \frac{l_{\text{linteau}}}{h_{\text{linteau}}} = \frac{1}{1,86} = 0,53$$

$$\lambda_g = 0,53 < 1 \rightarrow \text{linteau court}$$

$$V = \min (V_1 ; V_2)$$

$$V_1 = \frac{M_{cj} + M_{ci}}{l_{ij}} = \frac{704,832 + 704,832}{1} = 1409,664 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } M_{cj} = M_{ci} = 704,832$$

$$V_2 = 2 \times V_{\text{calculé}} = 371,287 \text{ KN}$$

$$V = \min (V_1 ; V_2) = \min (1409,664 ; 371,287) = 371,287 \text{ KN}$$

$$\text{On pose : } A_t = 1,57 \times 10^{-4}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times l}{\bar{V} + A_t + f_e} = \frac{1,57 \times 10^{-4} \times 400 \times 1}{371,287 \times 10^{-3} + 1,57 \times 10^{-4} \times 400} = 14 \text{ cm}$$

VI.6.3.8 Vérification S_t , A_t :

$$S_t \leq \min (1,5 \times b_w ; 25 \text{ cm}) = \min (1,5 \times 20 ; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,25\% \times b_w \times S = \frac{0,25 \times 0,20 \times 0,14}{100} = 0,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_t \geq 0,7 \text{ cm}^2$$

On pose $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$ C.V

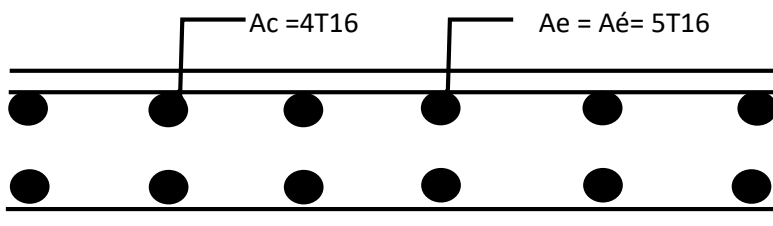


Figure VI.5 : Dispositions du ferrailage longitudinal du voile

CONCLUSION :

L'étude des éléments structuraux a permis d'assurer un ferrailage adéquat des poteaux, poutre et voile conformément aux règlements afin de garantir la stabilité et la sécurité de la structure.

Chapitre VII :
Etude de
l'infrastructure

VII.1 INTRODUCTION :

Les fondations assurent la transmission des charges de la structure vers le sol porteur, leur étude permet de garantir la stabilité, la sécurité et de limiter les tassements, l'infrastructure ainsi que le dimensionnement des fondations seront présentés selon les caractéristiques du sol et les charges appliquées.

VII.2 TYPE DES FONDATIONS :

Les types de fondation sont :

- Les fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Les fondations profondes (pieux, puits).

VII.3 CHOIX DE TYPE DE LA FONDATION :

Le choix des fondations se fait selon plusieurs critères essentiels :

- Nature et résistance du sol.
- Charges transmises par la structure.
- La profondeur de bon sol.
- Type d'ouvrage à réaliser.
- La facilité de réalisation.
- Stabilité et sécurité de la structure.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie les fondations en allant de la plus simple (semelles isolées, les semelles filantes et le radier général).
Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1,6 bar.

VII.4 ETUDES DES SEMELLES ISOLEE :

Les fondations superficielles sont dimensionnées à ELS.

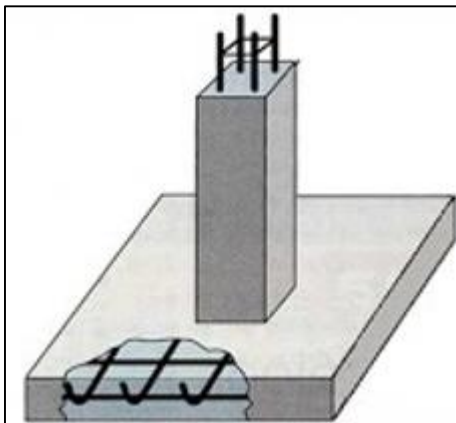


Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée [8]

4.1 Pré dimensionnement des semelles isolées :

La condition d'homothétie :

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

Les poteaux étant de sections carrées ($a=b=35\text{cm}$), on choisit des semelles carrées

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{35}{35} = 1 \rightarrow A=B$$

La vérification à faire est : $\frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{admissible}}$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec :

N_s : Effort normal maximal à ELS obtenu par SAP 2000.

a et b : Les dimensions du poteau .

$\overline{\sigma_{admissible}}$: Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma_{admissible}} = 0,16 \text{ MPa}$

A et B : Les dimensions de la semelle isolée : ($A = B$) Semelle carrée.

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{admissible}} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{admissible}}}} = \sqrt{\frac{1,070}{0,16}} = 2,58 \text{ m}$$

On prend: $A = B = 2,6 \text{ m}$

On adopte une semelle isolée ($2,6 \times 2,6$) m^2

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{admissible}} \rightarrow \frac{1,070}{2,6 \times 2,6} = 0,158 \leq 0,16 \text{ MPa C.V}$$

4.2 Vérification de chevauchement entre semelles isolées :

$$S_{semelle} > S_{structure}$$

$$S_{semelle} = A \times B \times n$$

$$S_{structure} = L \times l$$

Avec :

n : Nombre des poteaux.

A : Longueur de la semelle.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la structure.

l : Largeur de la structure.

$$S_{semelle} = 2,6 \times 2,6 \times 18 = 121,68 \text{ m}^2$$

$$S_{structure} = 8,3 \times 17,30 = 143,59 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} = 121,68 \text{ m}^2 > S_{structure} = 143,59 \text{ m}^2 \text{ C.N.V}$$

Le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer à des semelles filantes.

VII.5 ETUDES DES SEMELLES FILANTES :

Une semelle filante située sous le portique le plus sollicité a été sélectionnée pour effectuer l'étude et le dimensionnement.

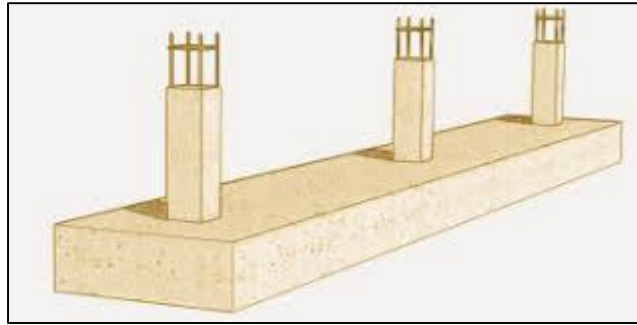


Figure VII.2 : Schéma d'une semelle filante [8]

5.1 Pré dimensionnement des semelles filantes :

Le pré-dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{admissible}}$$

Avec :

$\sum N_i$: La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne (donnée par SAP 2000).

L : La longueur de la file considérée.

B : La largeur de la semelle filante.

$\overline{\sigma_{admissible}}$: Contrainte admissible du sol.

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{admissible}} \rightarrow B \geq \frac{\sum N_i}{L \times \overline{\sigma_{admissible}}} = \frac{3,323}{8,3 \times 0,16} = 2,50 \text{ m}$$

On adopte une semelle filante $(8,30 \times 2,5) \text{ m}^2$

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{admissible}} \rightarrow \frac{3,323}{8,30 \times 2,50} = 0,160 \leq 0,16 \text{ MPa C.V}$$

5.2 Vérification de chevauchement entre semelles filantes :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{structure}} \leq 50 \%$$

$$S_{semelle} > S_{structure}$$

$$S_{semelle} = L \times B$$

$$S_{structure} = L \times l$$

Avec :

B : la largeur de la semelle.

L : la longueur de la structure.

l : La largeur de la structure.

$$S_{semelle} = 8,30 \times 2,5 = 20,75 \text{ m}^2$$

$$S_{structure} = 8,3 \times 17,30 = 143,59 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{structure}} = \frac{20,75}{143,59} = 14,45 \% \leq 50 \% \text{ C.V}$$

5.3 Calcule l'épaisseur de la semelle filante :

$$h = d + 0,05 \quad \text{et} \quad h \geq 15 \text{ cm}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4}$$

Avec :

h : épaisseur de la semelle.

d : hauteur utile de la semelle.

B : largeur de la semelle.

b : largeur du poteau.

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2,5-0,35}{4} \rightarrow d \geq 0,53 \text{ m}$$

On prend : d = 55 cm

$$h = 0,55 + 0,05 = 0,60 \text{ m} = 60 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm} > 15 \text{ cm C.V}$$

5.4 Calcule ferrailage de la semelle filante :

ELU :

$$A_s = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{1,17 \times (2,5-0,35)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 16,43 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 16,43 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$A_s = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{1,07 \times (2,5-0,35)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 15,03 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 15,03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{s \text{ ELU}} ; A_{s \text{ ELS}}) = \max (16,43 ; 15,03)$$

$$A_s = 16,43 \text{ cm}^2$$

On a choisi : 9T16 = 18,10 cm²

$$A_r = \frac{A_s}{4} \times B = \frac{18,10}{4} \times 2,5$$

$$A_r = 11,31 \text{ cm}^2$$

On a choisi : 8T14 = 12,31 cm²

CONCLUSION :

Le dimensionnement des semelles filantes vérifié dans cette étude confirme la bonne disposition du ferrailage et garantit une transmission correcte des charges vers le sol

CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre parcours universitaire et d'approfondir notre compréhension de la conception des bâtiments en béton armé.

L'étude d'une structure mixte voile-portique, modélisée en 3D avec SAP2000, nous a permis d'analyser le comportement dynamique de la structure sous l'effet des différentes sollicitations, notamment les actions sismiques. Elle nous a également permis de dimensionner les différents éléments structuraux conformément aux règlements en vigueur : RPA 2024, BAEL 91, CBA 93.

L'étude dynamique réalisée a permis de déterminer la réponse de la structure sous l'effet des actions sismiques et d'analyser son comportement vibratoire. Les vérifications effectuées ont confirmé la conformité et la stabilité de la structure selon les prescriptions du RPA.

Le dimensionnement des poutres, poteaux, voiles et fondations a été réalisé en respectant les exigences de sécurité et résistance. L'adoption d'une semelle filante comme système de fondation a assuré une bonne répartition des charges et une stabilité satisfaisante de la structure, tout en tenant compte des caractéristiques géotechniques issues du rapport de sol.

Par ailleurs, ce travail nous a permis de renforcer nos compétences pratiques dans l'utilisation des logiciels de calcul, ainsi que dans l'interprétation des résultats obtenus lors des différentes analyses.

Enfin, cette expérience représente une étape importante dans notre formation d'ingénieur en génie civil et constitue une base solide pour notre future carrière professionnelle.

Nous espérons que ce travail servira de référence pour les futures promotions et constituera un point de départ solide pour notre carrière d'ingénieur en génie civil.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Livres et règlements, mémoires :**

- [1] B.Y.e.B.A.ELREZAK, Etude d'un bâtiment en béton armé (R+6) à usage d'habitation situé à RELIZANE, Université IBN KHALDOUN DE TIARET, 2023.
- [2] B.M.C.e.A.B.OMAR Techniques de construction et matériaux de bâtiment 2023.
- [3] BTP, cours de revêtement et finition des bâtiments 2020.
- [4] Jean-Michel Jorion , Escaliers en béton et en fer : tracer, coffrer , assembler 2007.
- [5] Y.M.e.G. Aboubakr, Etude de l'étanchéité et des acrotères des terrasses inaccessibles, Université de Tlemcen 2019.
- [6] O.Jaradat, Etude dynamique d'une structure en béton armé bâtiment (R+6) à usage d'habitation , Université de Biskra 2022.
- [7] B.C.e.M.G.MWANGEMI, Etude technique d'un bâtiment (R+7) en béton armé, Université Aboubakr Belkaid Tlemcen 2025.
- [8] C.I.e.M.ABDELKACEM Etude technique et analyse statique non linéaire d'un bâtiment (R+8) en béton armé, Université de TLEMCEM 2019.

RPA 2024 : Règlement parasismique Algérien (RPA 99 / Version 2024).

BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites.

CBA 93 : Code du béton armé (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

DTR BC 2.2 : Document technique réglementaire relatif aux charges permanentes et charges d'exploitation.

- **Logiciels :**

SAP2000 version 26 : Utilisé pour l'analyse dynamique de la structure, le dimensionnement des fondations et l'évaluation des moments et efforts tranchants.

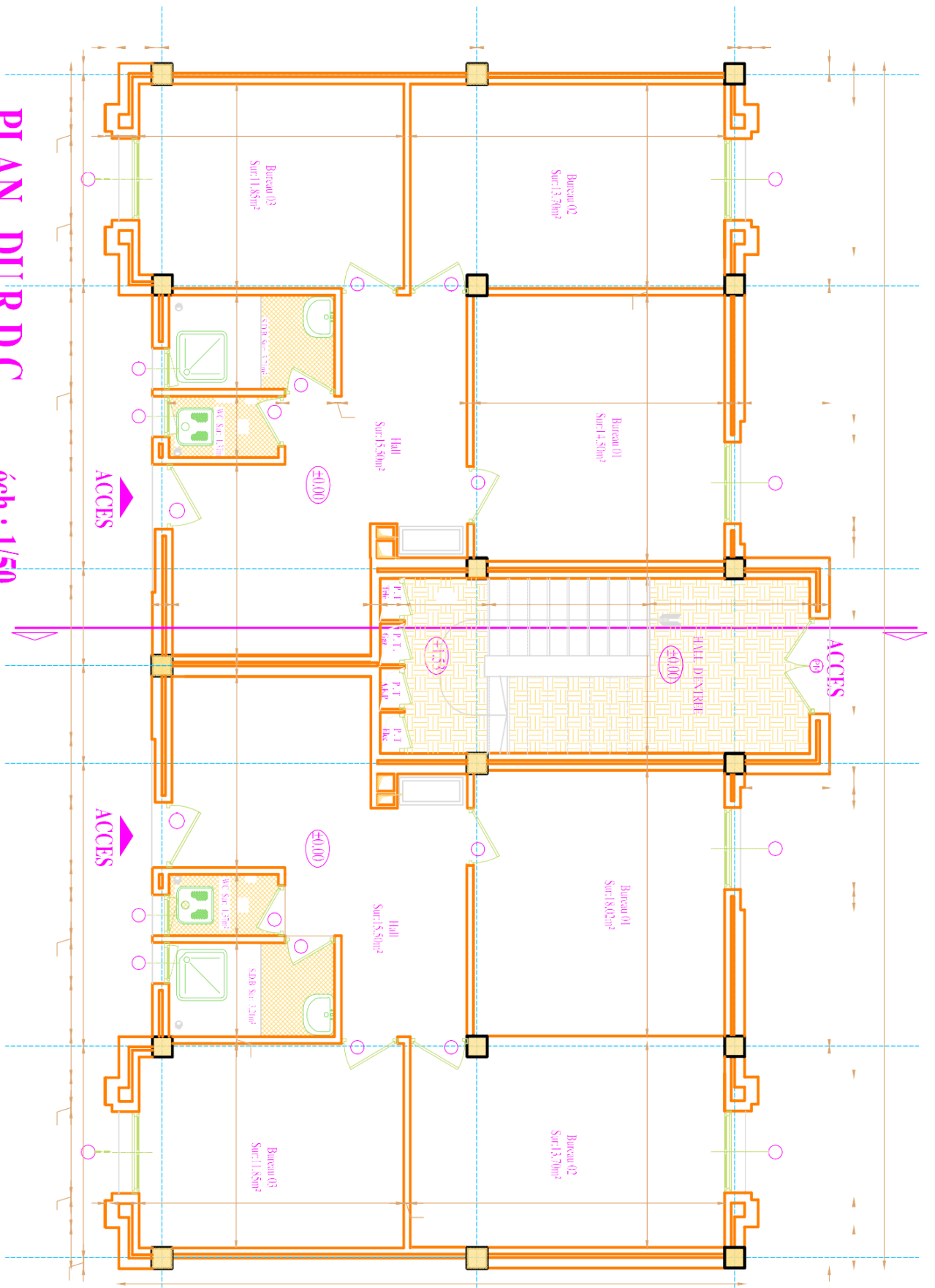
AutoCAD : Utilisé pour la modélisation précise, la réalisation des plans de masse, de façades et des plans de ferrailage.

ANNEXE

Annexe « A » : Les plans architecturaux

PLAN DU R.D.C

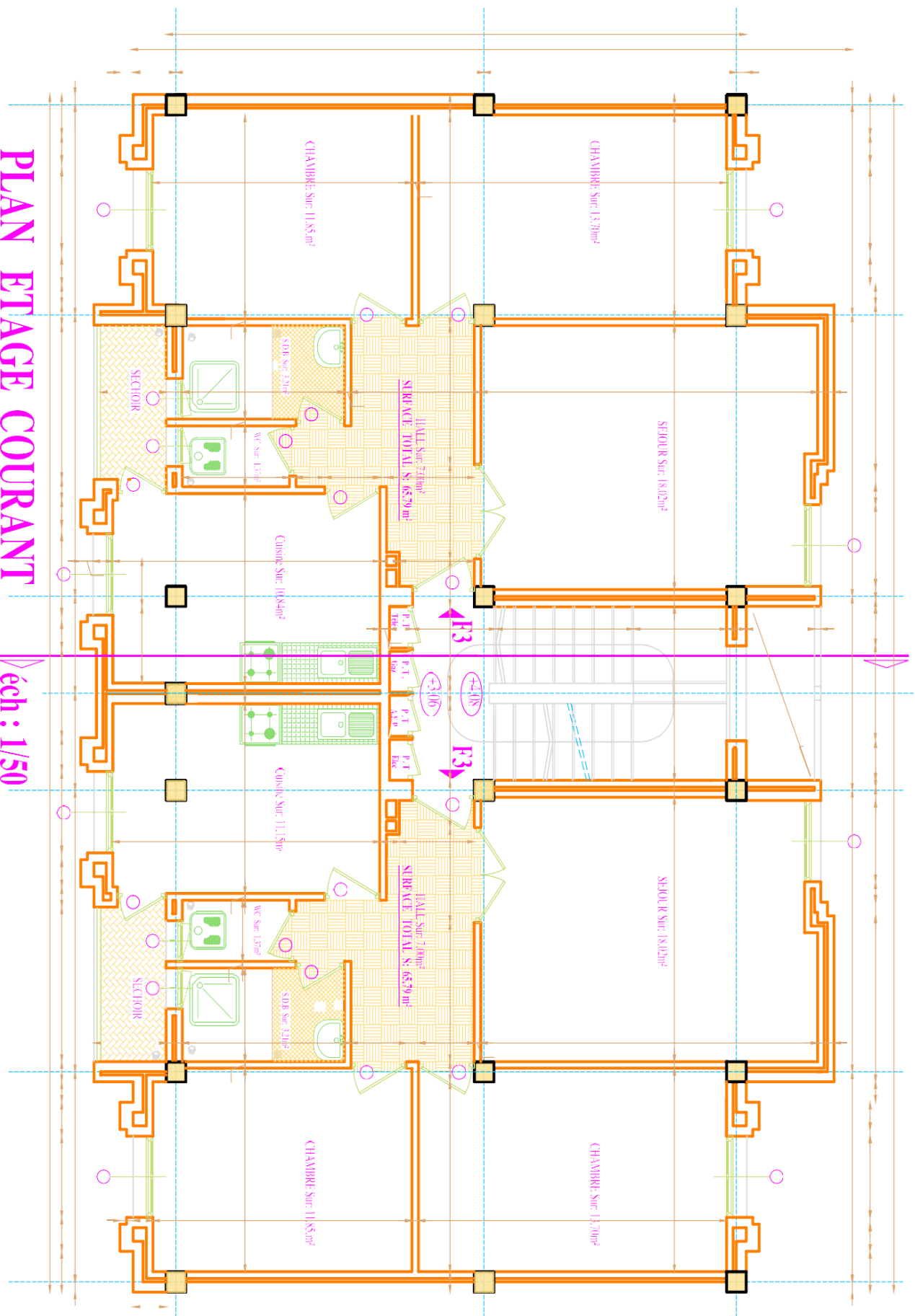
éch : 1/50



Plan du RDC

PLAN ETAGE COURANT

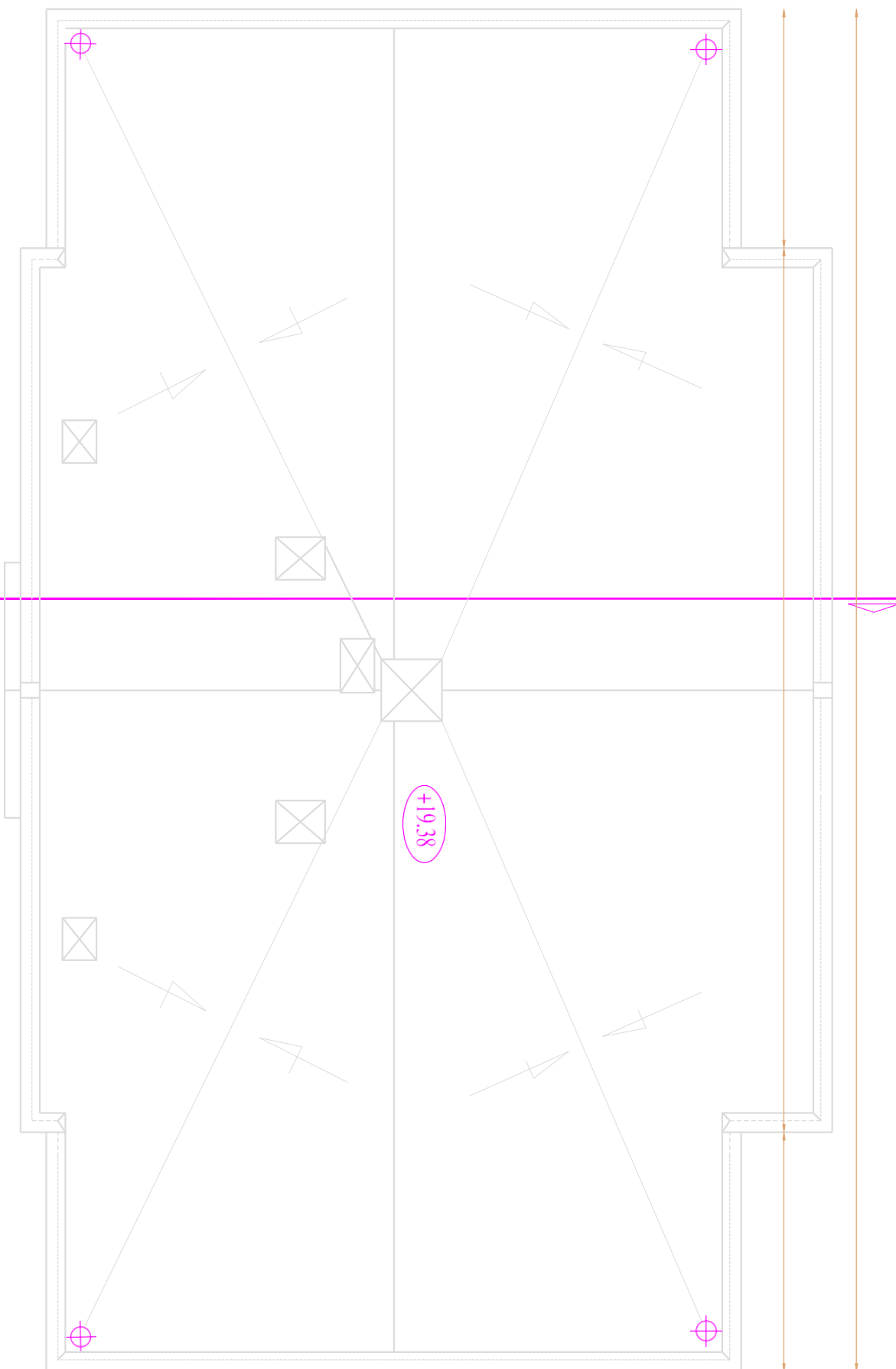
éch : 1/50



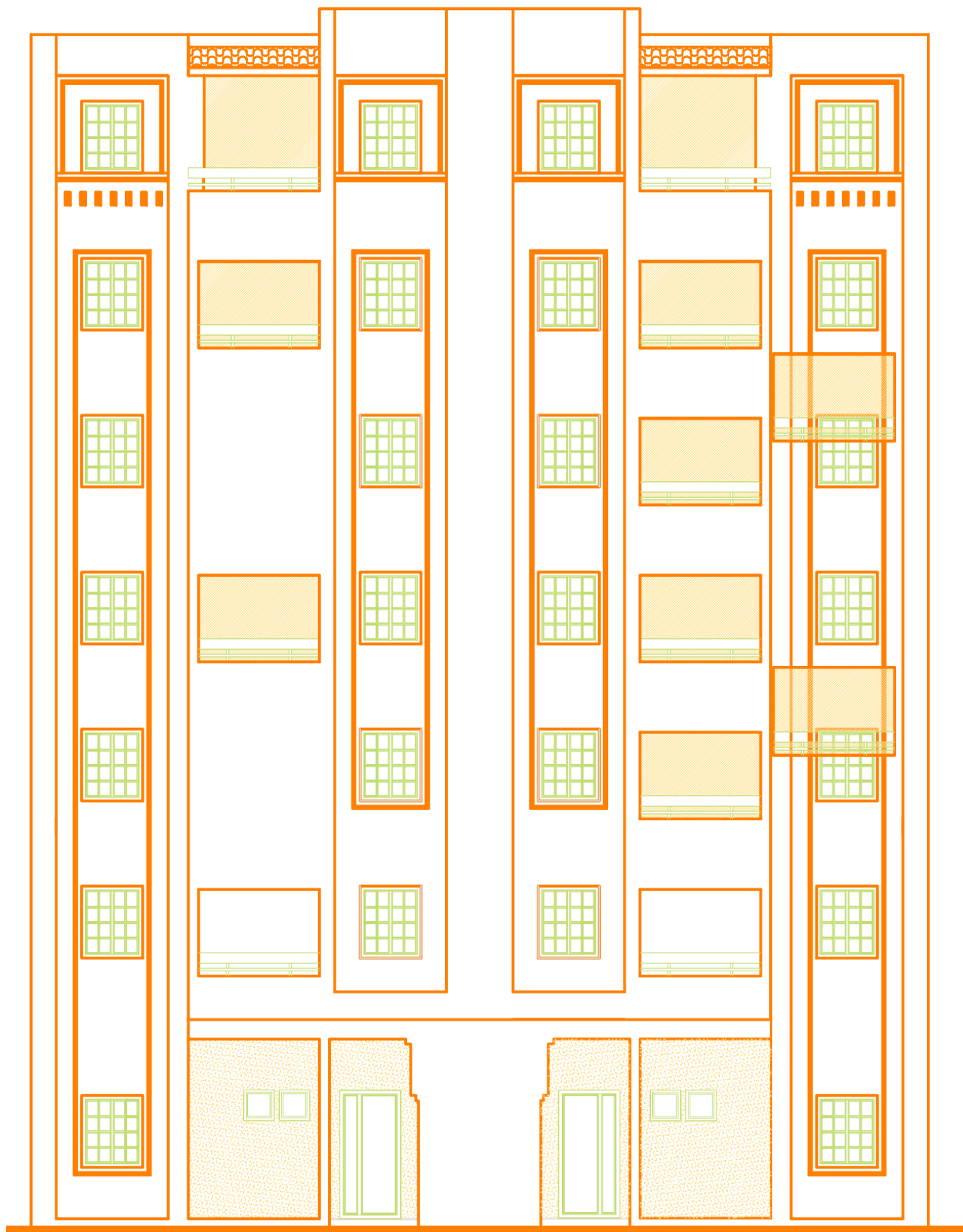
Plan étage courant

PLAN DE TERRASSE

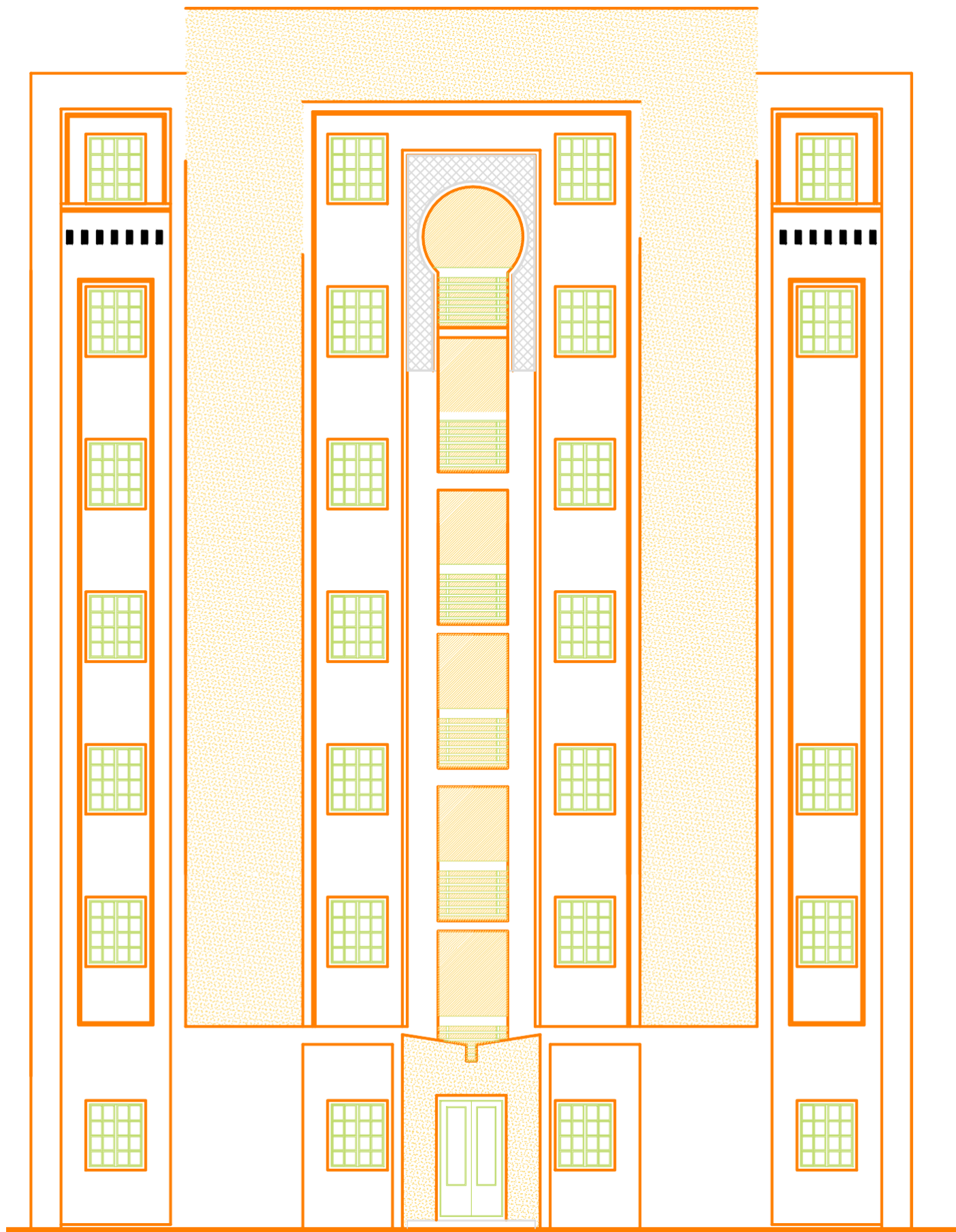
éch: 1/50



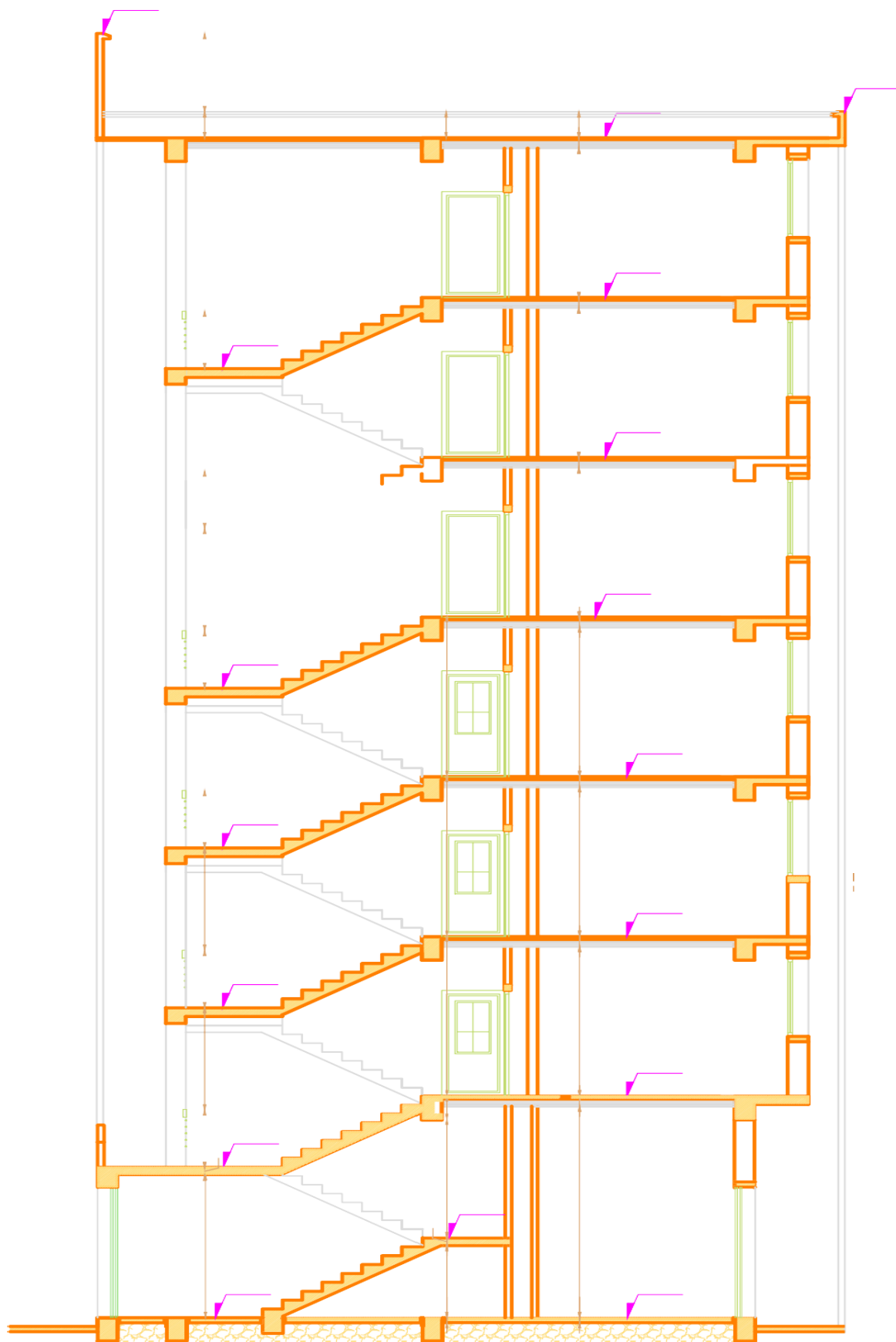
Plan de terrasse



Façade SUD Ech 1/50

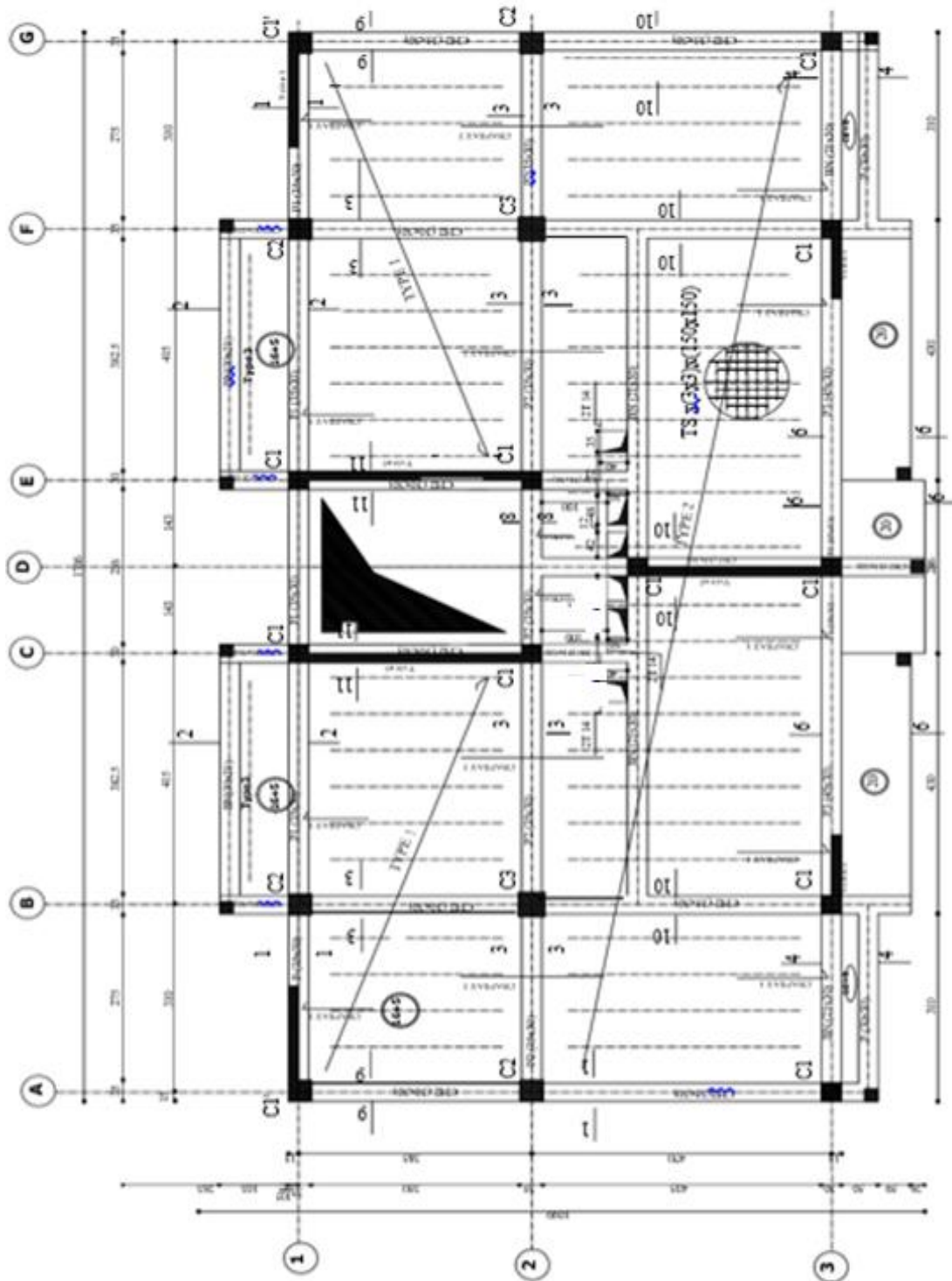


Façade NORD Ech 1/50

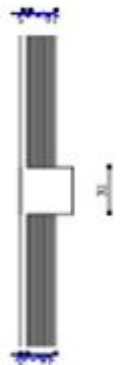


Plan coupe A-A Ech 1/50

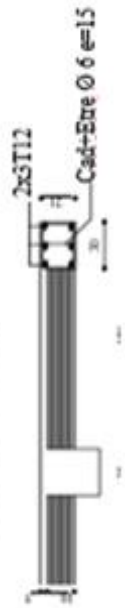
Annexe « B » : Les plans de génie civil



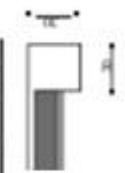
COUPE -3-3--



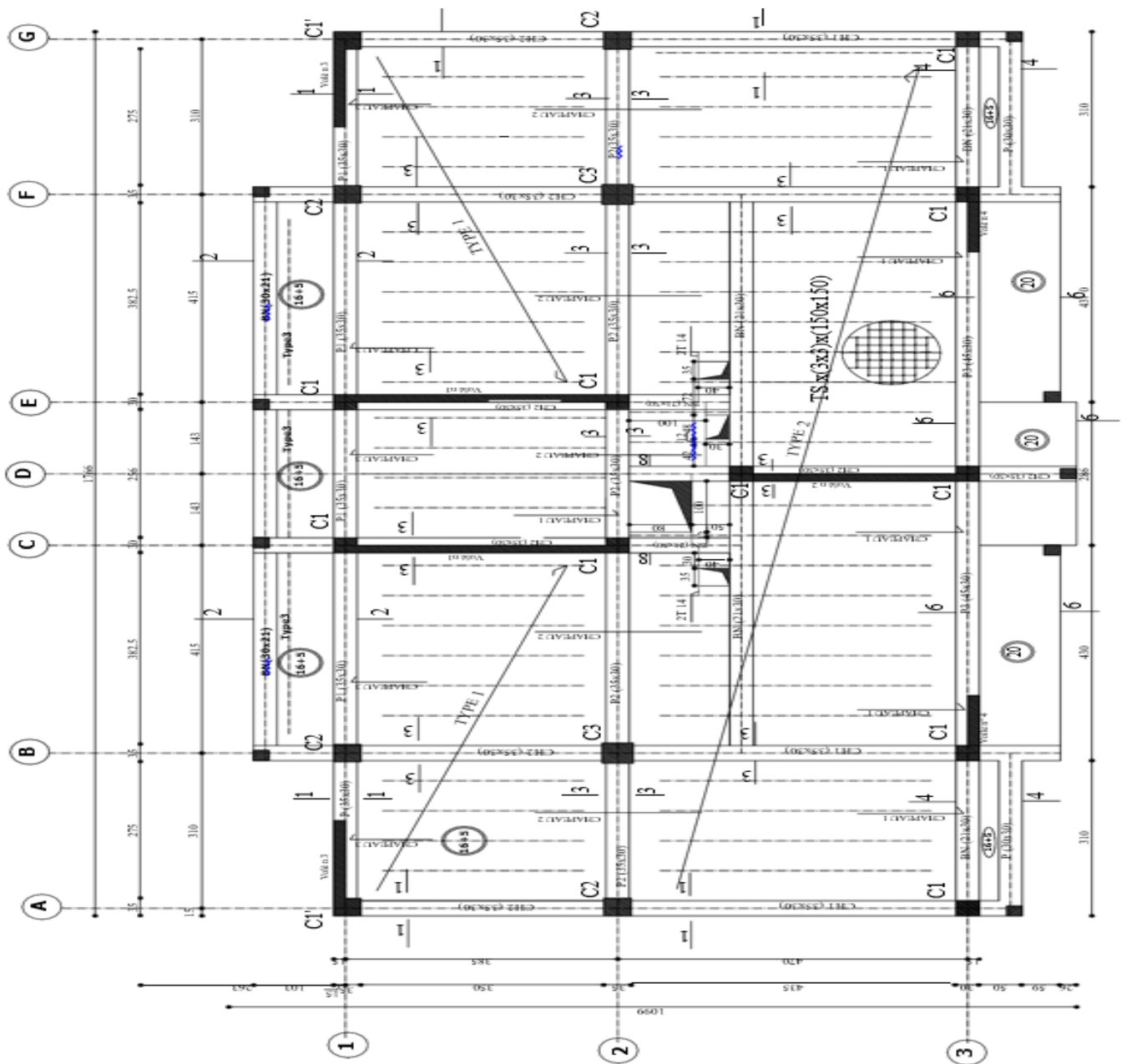
COUPE -2-2-



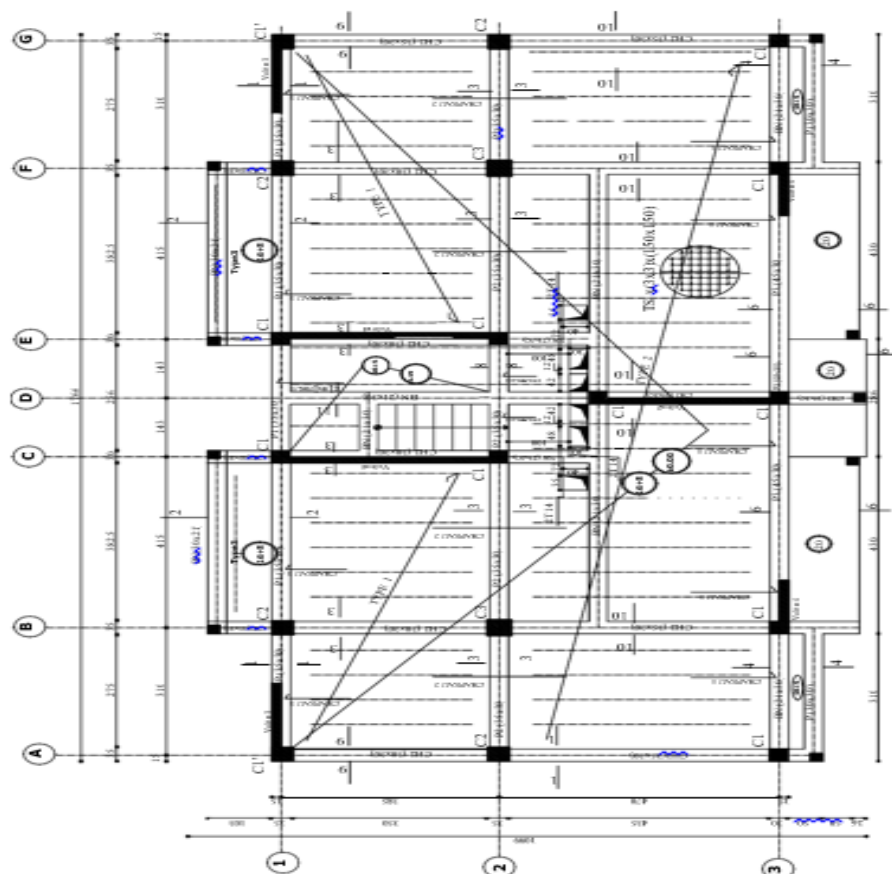
COUPE -1-1-



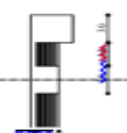
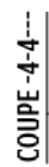
COFFRAGE & FERRAILLAGE plancher R.D.C ET étage courant



COFFRAGE & FERRAILLAGE plancher R.D.C ET étage courant



COFFRAGE & FERRAILLAGE planché Haut Du R.D.C



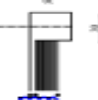
COUPE-3-3--



COUPE -2-2-



COUPE -1-1-



COUPE-11-11-



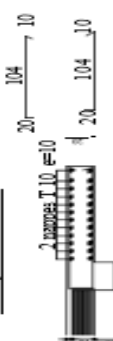
COUPE-10-10



COUPE-8-8-

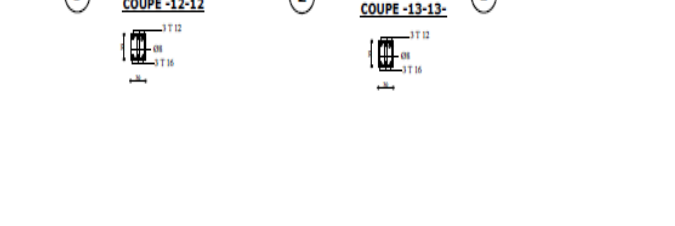
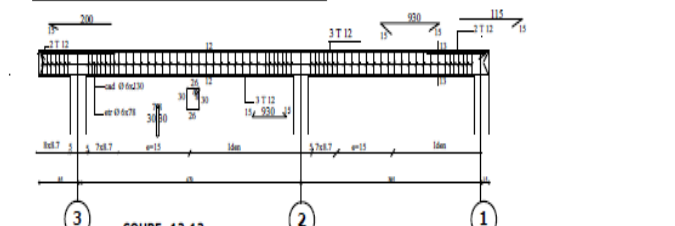
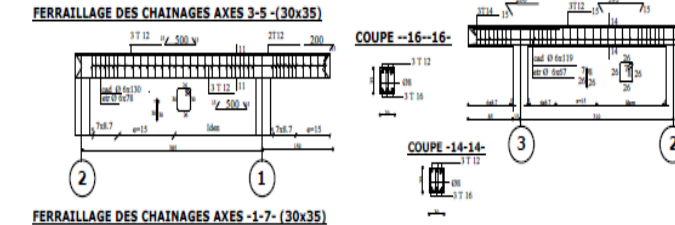
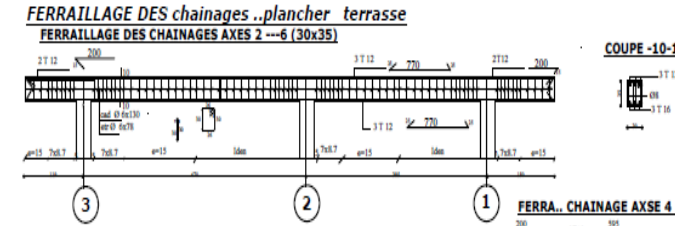
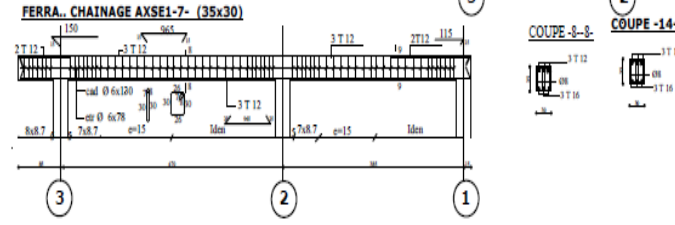
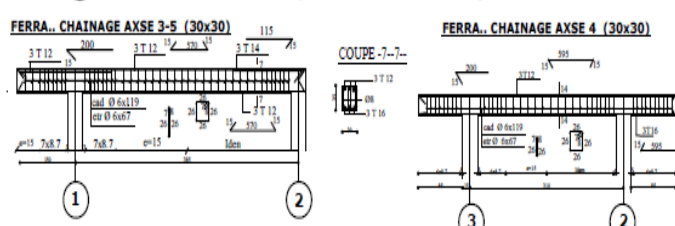
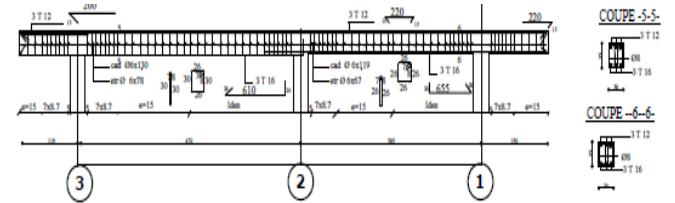
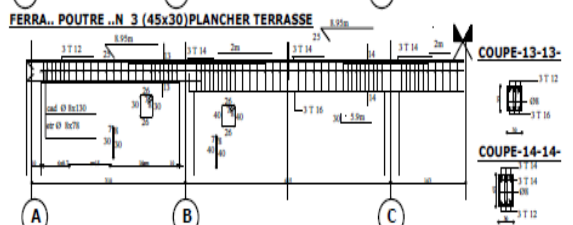
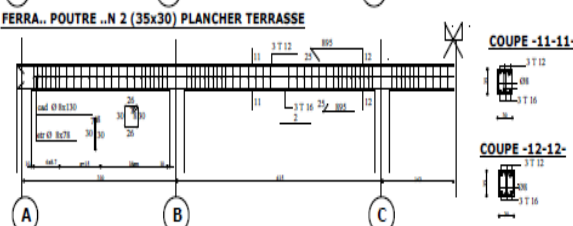
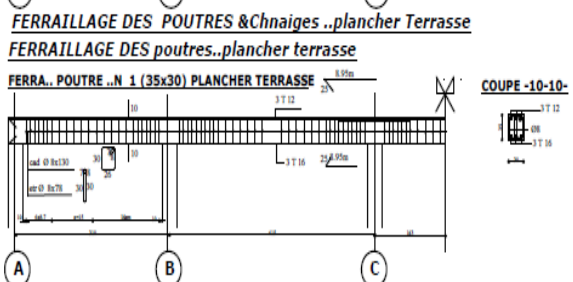
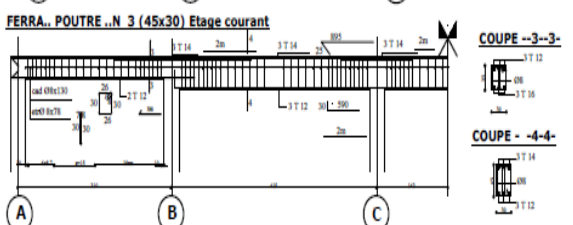
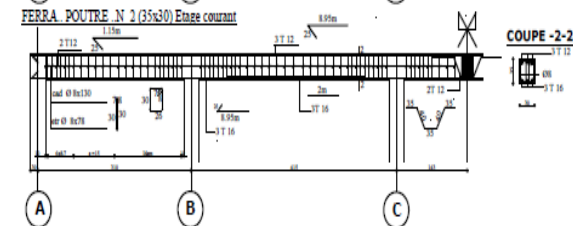
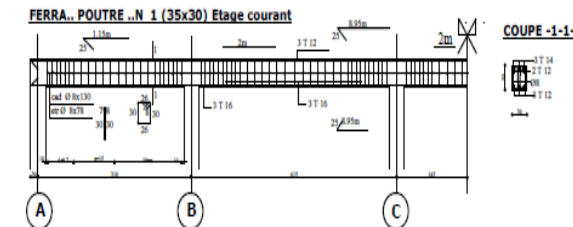


coupe-6-6-



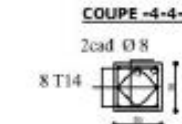
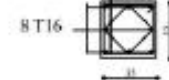
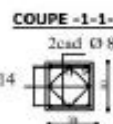
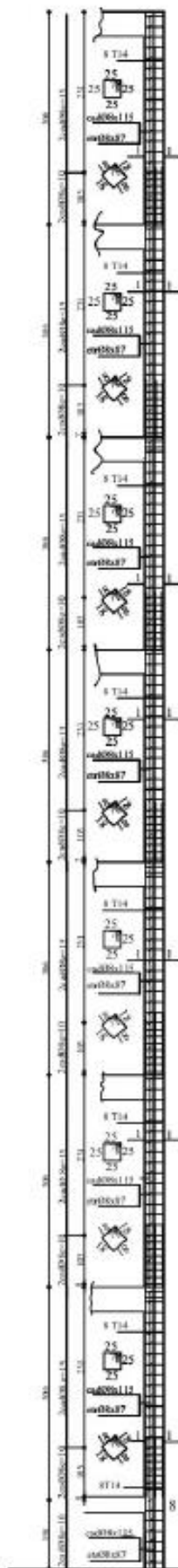
FERRAILAGE DES POUTRES & Chainages plancher ETAGE COURANT

FERRA.CHAINAGE AXSE (30×35) & (35×40)

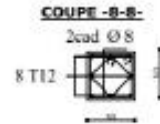
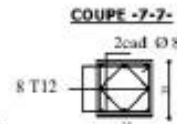
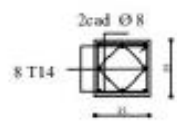
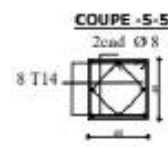
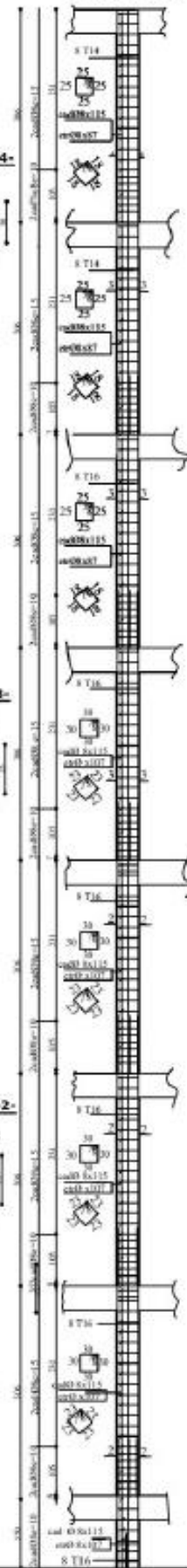


FERRAILLAGE DES POTEAUX

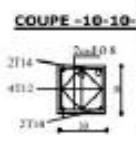
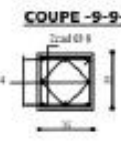
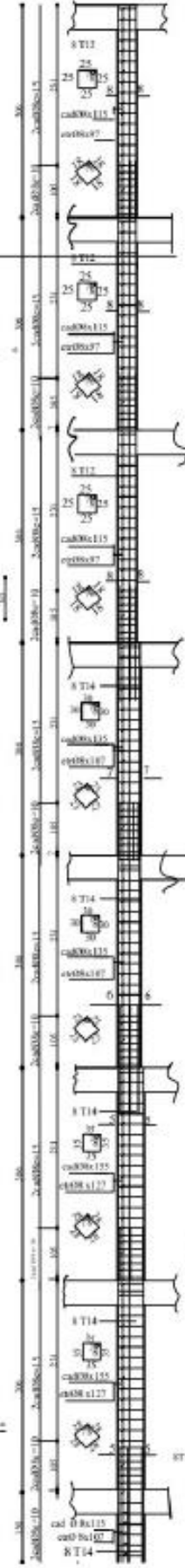
FERRAILLAGE DES POTEAUX C1



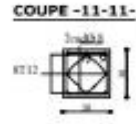
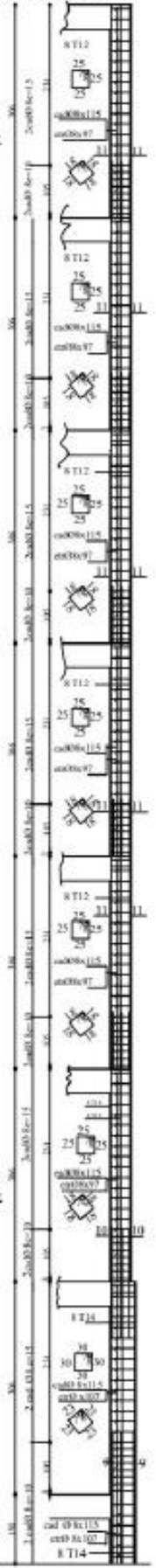
FERRAILLAGE DES POTEAUX C2



FERRAILLAGE DES POTEAUX C3



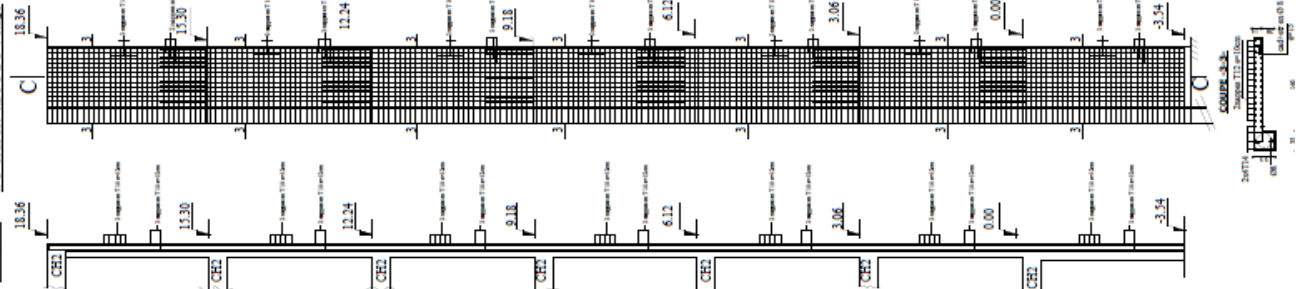
FERRAILLAGE DES POTEAUX C1'



FERRAILLAGE DES POTEAUX

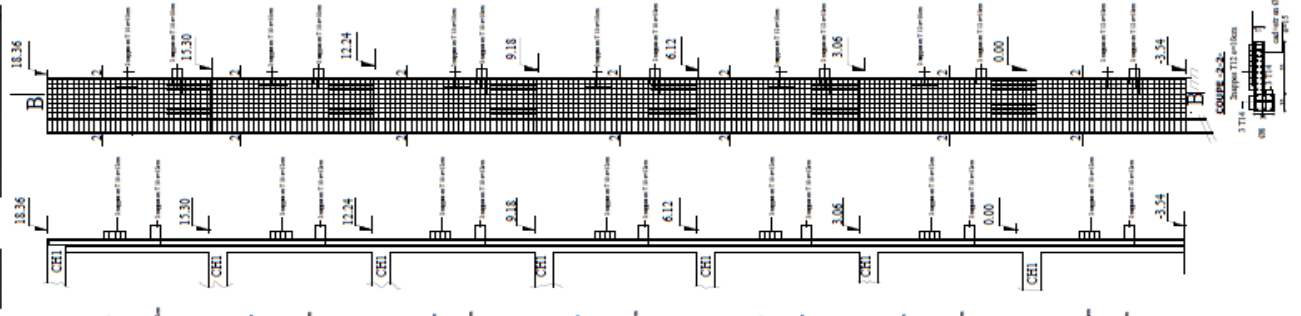
couvrage et ferrillage des Voile
n°3 - sous sol - RDC-1-2-3 - 4 étage

COUPE 5-5



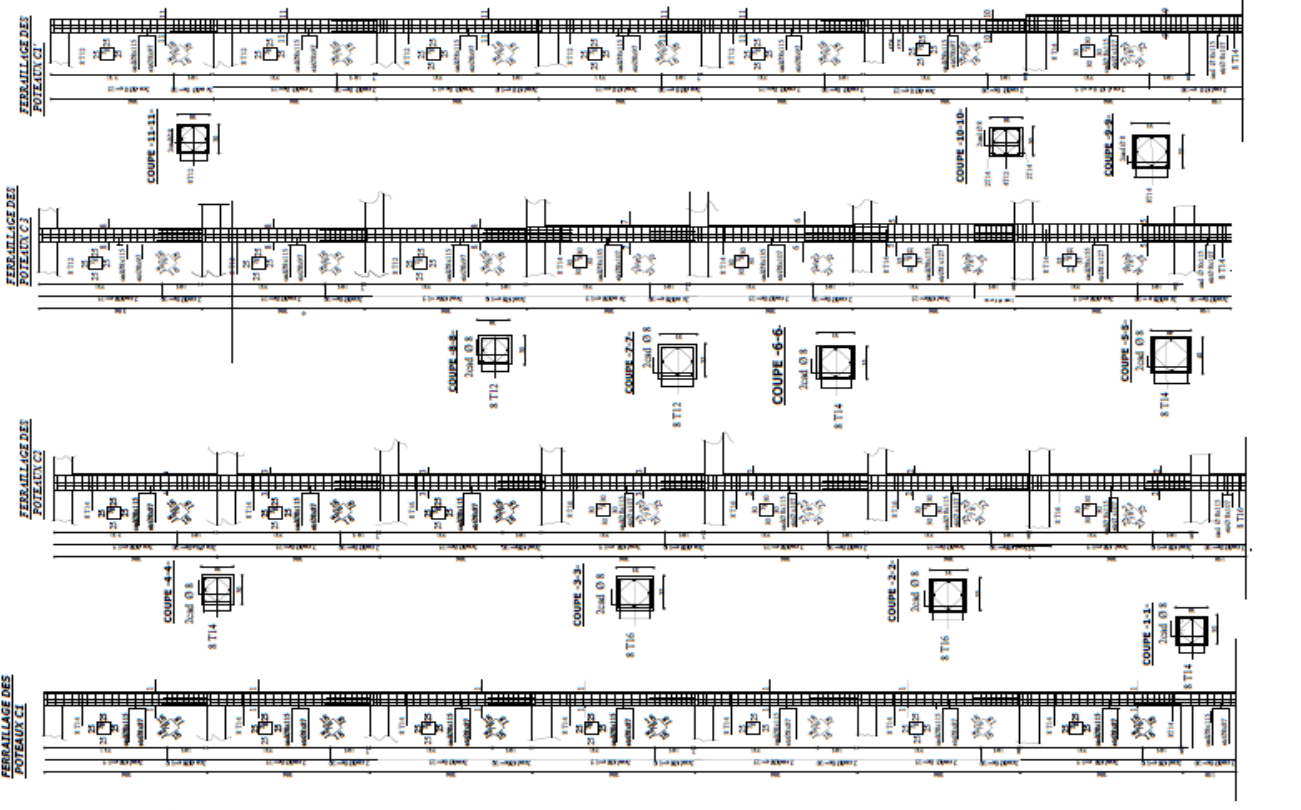
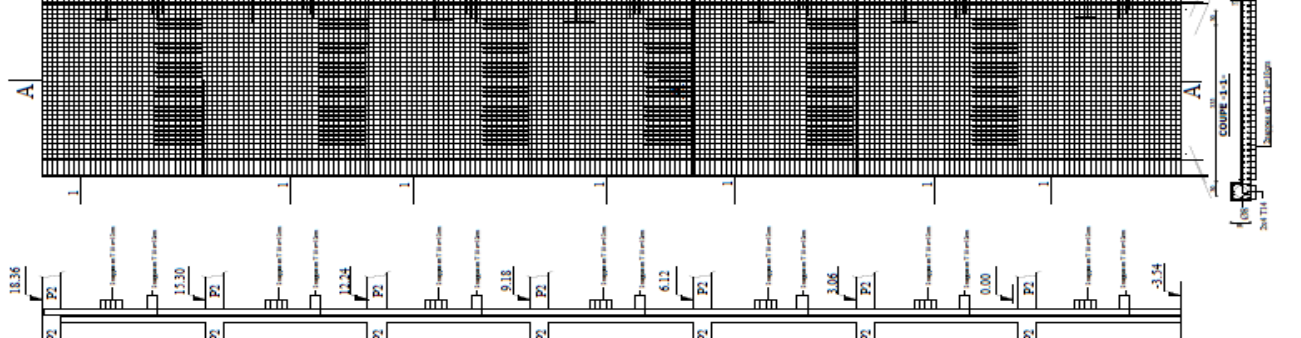
couvrage et ferrillage des Voile
n°4 - sous sol - RDC-1-2-3-4 étage

COUPE 8-8

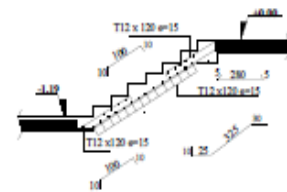
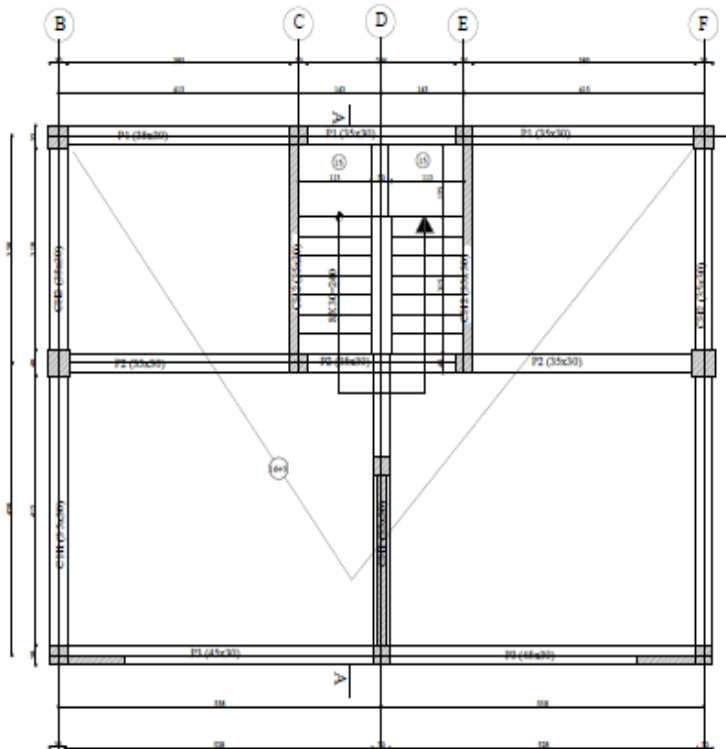


couvrage et ferrillage des Voile
n°5 - sous sol - RDC-1-2-3-4 étage

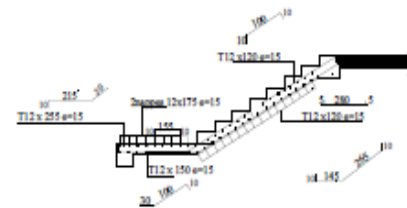
COUPE 11-11



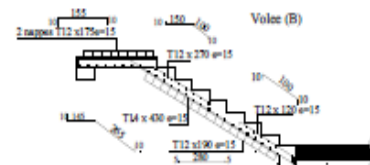
VUE EN PLAN CAGE D'ESCALIER



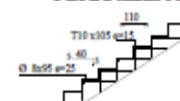
Volute (A)



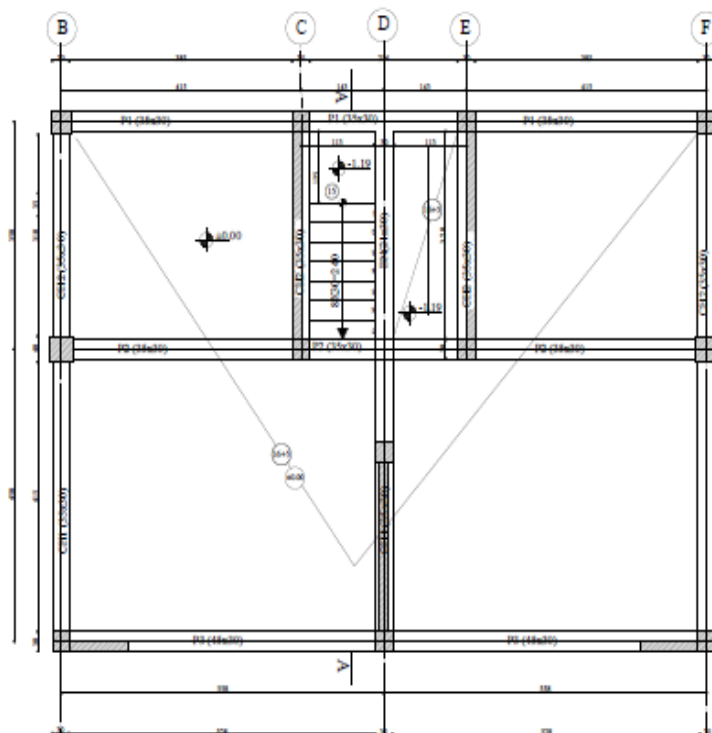
Volute (B)



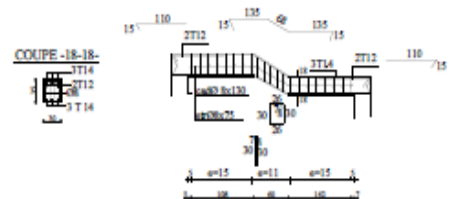
FERRAILLAGE Nez de marche



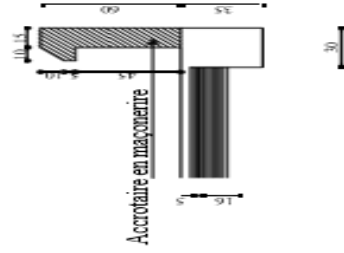
VUE EN PLAN CAGE D'ESCALIER (ou de R.D.C)



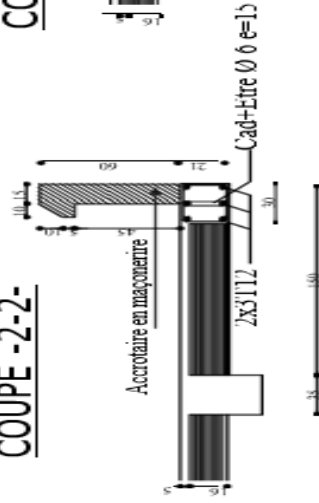
FERRAILLAGE de la poutre palier (30x35)



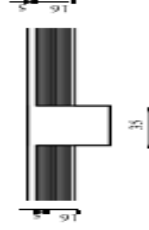
COUPE -1-1-



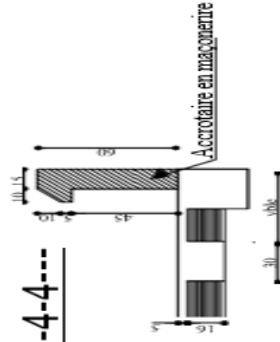
COUPE -2-2-



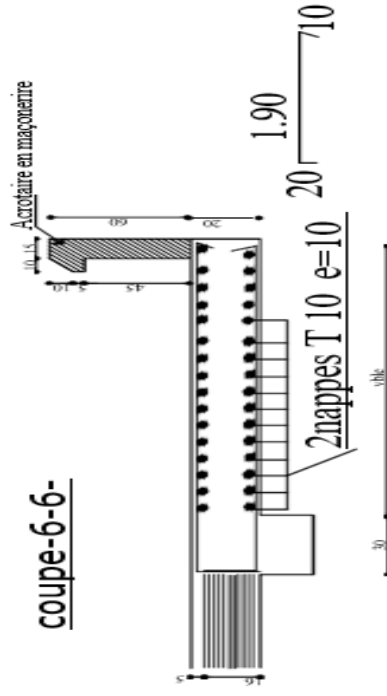
COUPE -3-3--



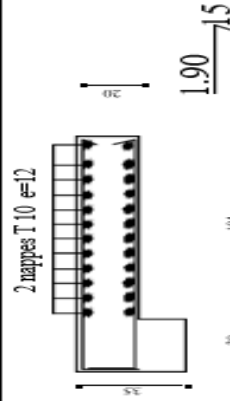
COUPE -4-4---



coupe-6-6-



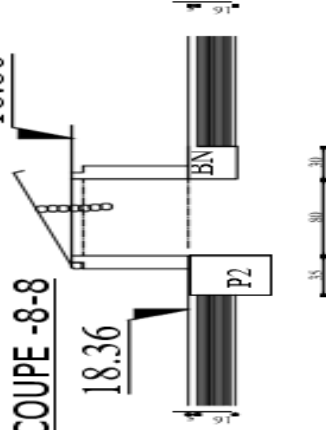
FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEIN



1.90

0.15

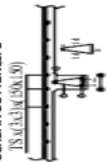
COUPE -8-8



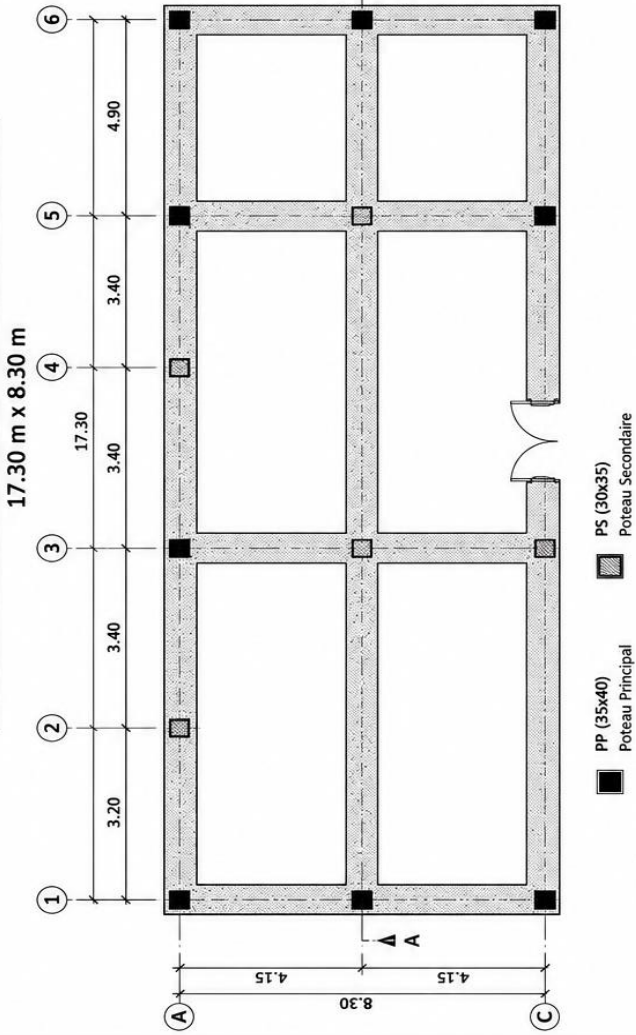
TABLEAUX DES CHAPEAUX			
Type	Nbre	Ø	Long schemas
chap1	25	T12	145 130
chap2	23	T12	240 240
chap3	26	T12	130 115 115

TABLEAU DES POUTRES			
REPERES	NOMBRE	FERRAILLAGE	
		①	② ③
N1	24	450 1 Ø 8x470	2 T12 x470 Ø 6X51
N2	25	365 1 Ø 8x385	2 T14X385 Ø 6X51
N3	2	445 1 Ø 8x445	2 T14X445 Ø 6X51

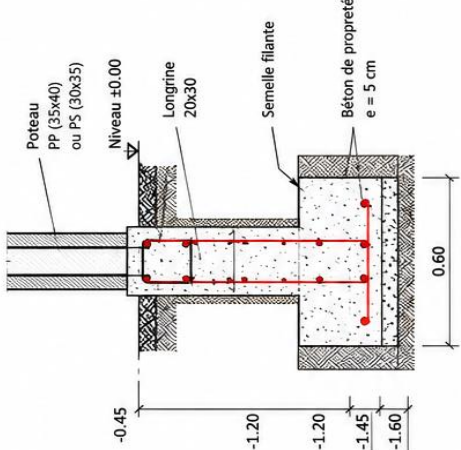
SCHEMA DE PRINCIPE



PLAN DES FONDATIONS – SEMELLE FILANTE

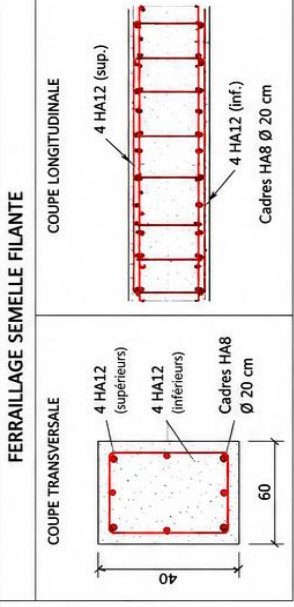
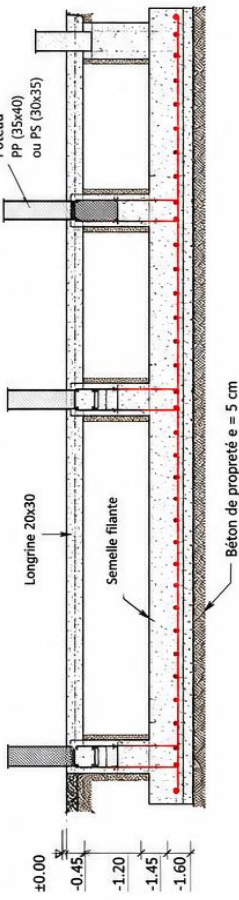


COUPE A-A (SEMELLE FILANTE)



DIMENSIONS DES SEMELLES FILANTES				
Type	Largeur (B)	Hauteur (h)	Profondeur d'ancrage (D)	
Semelle filante	60 cm	40 cm	1.20 m	

COUPE LONGITUDINALE (SEMELLE FILANTE)



LONGRINES		
Type	Section (cm)	Ferrailage
Longrine	20 x 30	4 HA10 (sup.) + 2 HA10 (inf.) Cadres HA8 Ø 20 cm

SPÉCIFICATIONS		
Béton :	fc28 = 25 MPa	
Acier :	FeE 400	
Enrobage :	5 cm (semelles et longrines)	
Recouvrement :	40 Ø	

- NOTES :
- Toutes les semelles filantes sont continues sous tous les murs et poteaux.
 - Béton de propreté : e = 5 cm.
 - Le ferrailage des longrines est lié aux poteaux.
 - La profondeur d'ancrage peut être adaptée selon la nature du sol.

