



Université de Ghardaïa

N° d'ordre :
N° de série :

Faculté des Sciences et Technologies
Département des Sciences et Technologie

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Par : LEMOUARI Chemseddine
MATALLAH Makhoulouf

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9) en béton armé à usage
d'habitation contreventé par des voiles*

Soutenu publiquement le : 14/06/2025

Devant le jury :

Mr SAITI	MAA	Univ. Ghardaïa	Président
Dr DAHEUR	MCA	Univ. Ghardaïa	Examineur
Mr CHERIF	MCB	Univ. Ghardaïa	Encadreur

Année universitaire 2024/2025

شكر وتقدير

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الحمد لله حمداً كثيراً طيباً مباركاً، سبحانك لا علم لنا إلا ما علمتنا إنك أنت العليم الحكيم.

نتقدم بأسمى عبارات الشكر والعرفان للأستاذ ميلود شريف الذي تفضل بالإشراف على هذه المذكرة، والتي لم يذخر جهداً في

مساعدتنا، كان له بصمة واضحة من خلال توجيهاته فحرص على تقديم دعمه لنا وإرشاده حتى إتمام هذه الدراسة.

نشكر له جهده ووفته اللذان بذلناهما معنا طوال فترة الإعداد من أجل الوصول بنا إلى أفضل مستوى، ولنا الفخر أن حظينا بفرصة

العمل معه والانتفاع من علمه، سائلين المولى عز وجل أن يوفقه لكل خير ويدبر عليه الصحة والعافية.

كما نتقدم بالشكر الجزيل للأساتذة كلية الهندسة المدنية على جهدهم المبذول.

محما كتبت من عبارات الشكر والتقدير فلم أجد لكم أفضل من الدعاء بأن يوفقكم الله ويجازيكم عنا خير الجزاء.

أهداء

أهدي ثمرة جهدي المتواضع الى من وهبني الحياة والامل والنشأة على شغف الاطلاع والمعرفة ومن علمني أن اتقي سلم الحياة

بحكمة وصبر برا واحسانا ووفاء لهما أمي وأبي العزيزين،

الى اخوتي واخواتي، الى جميع أفراد عائلتي الكريمة الذي كانوا سنداً لي في كل مرحلة من مراحل حياتي،

الى أساتذتي من الابتدائي الى الجامعي وخاصة المشرف جزاه الله كل خير،

الى أصدقائي، خاصة صديقي وزميلي معطاه مخلوف، ولى كل من كان لي عوناً وسنداً من قريب أو من بعيد سأثله المولى أن

يجزي الجميع خيراً الجزاء في الدنيا والاخرة.

ثم الى كل طالب علم سعى بعلمه ليفيد الإسلام والمسلمين بكل ما أعطاه الله من علم ومعرفة

أهداء

أهدي ثمرة جهدي المتواضع الى من وهبوني الحياة والامل والنشأة على شغف الاطلاع والمعرفة ومن علموني أن اتقي سلم الحياة

بحكمة وصبر براد وحسانا ووفاء لهما أمي وأبي العزيزين،

إلى أختوتي وأخواتي، إلى جميع أفراد عائلتي الكريمة الذي كانوا سنداً لي في كل مرحلة من مراحل حياتي،

إلى أستاذتي من الابتدائي إلى الجامعي وخاصة المشرف جزاه الله كل خير، إلى أصدقائي، خاصة صديقي وزميلتي لمواري شمس الدين،

وإلى كل من كان لي عوناً وسنداً من قريب أو من بعيد سائل الله المولى أن يجزي الجميع خير الجزاء في الدنيا والآخرة.

ثم إلى كل طالب علم سعى بعلمه ليفيد الإسلام والمسلمين بكل ما أعطاه الله من علم ومعرفة

Sommaire

Introduction générale

CHAPITRE I : GÉNÉRALITÉS

I.1. Présentation de l'ouvrage	2
I.2. Les caractéristiques géométriques du bâtiment	2
I.3. Réglementations et normes utilisées	2
I.4 Caractéristique géotechnique du projet	3
I.5. Les plans	3
I.6. Conceptions de la structure	8
I.7. Caractéristique mécanique des matériaux	9
I.8. Hypothèse de calcul	16
I.9. Combinaison d'actions et sollicitations	16

CHAPITRE II : PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1. Introduction	19
II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires	19
II.3. Prédimensionnement des éléments principaux	25
II.4. Descente des charges	30
II.5. Prédimensionnements de l'acrotère	32
II.6. Les poteaux	34

CHAPITRE III : ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction	50
III.2. Études des planchers	50

III.3. Étude d'escalier	85
III.4. Étude de la poutre palière	93
III.6. L'acrotère	97

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction	105
IV.2. Les méthodes de calcul	105
IV.3. Choix de la méthode de calcul	106
IV.4. Calcul des efforts sismiques selon la méthode dynamique modale spectrale	108
IV.5. L'analyse sismique	110
IV.6. Vérification de la résultante des forces sismique à la base	115
IV.7. Vérification de l'effet (P- Δ) de second ordre	117
IV.8. Conclusion	119

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction	121
V.2. Étude des poutres	121
V.3. Les poteaux	133
V.4. Les voiles	144

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction	162
VI.2. Choix du type de fondation	162
VI.3. Étude du radier général	163
VI.4. Calcul	167

Conclusion générale

Annexe

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Valeur de la limite d'élasticité des aciers et leur emploi.	15
Tableau II.1 : Charges permanente et d'exploitation du plancher terrasse inaccessible .	29
Tableau II.2 : Charges permanente et d'exploitation du plancher étage courant.	29
Tableau II.3 : Charges permanente et d'exploitation de la dalle pleine de la terrasse.	30
Tableau II.4 : Charges permanente et d'exploitation de la dalle pleine d'étage courant.	30
Tableau II.5 : Charge permanente et d'exploitation du balcon.	30
Tableau II.6 : Charges permanente et d'exploitation de la paillasse.	31
Tableau II.7 : Charges permanente et d'exploitation du palier.	31
Tableau II.8 : Charge permanente et d'exploitation du Mur extérieur en maçonnerie.	32
Tableau II.9 : Charge permanente et d'exploitation de l'acrotère.	33
Tableau II.10 : La dégression des Surcharges.	36
Tableau II.11 : Descente des charges du poteau C6.	40
Tableau II.12 : Descente des charges du poteau G3.	43
Tableau II.13 : Descente des charges du poteau B8.	46
Tableau III.1 : Différents types de poutrelles.	54
Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	55
Tableau III.3 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher étage courant type 01.	56
Tableau III.4 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher étage courant type 01.	56

Tableau III.5 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher terrasse type 01	57
Tableau III.6 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher terrasse type 01.	58
Tableau III.7 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher étage courant type 02.	58
Tableau III.8 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher étage courant type 02.	59
bleau III.9 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher terrasse type 02.	59
Tableau III.10 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher terrasse type 02.	59
Tableau III.11 : Sollicitations a ELU des poutrelles du plancher étage courant type 03.	62
Tableau III.12 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher étage courant type 03.	62
Tableau III.13 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher terrasse type 03.	63
Tableau III.14 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher terrasse type 03.	63
Tableau III.15 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher étage courant type 04.	64
Tableau III.16 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher étage courant type 04.	64
Tableau III.17 : Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelle de chaque niveau.	65
Tableau III.18 : Sollicitations maximales aux états limite de poutrelle de chaque niveau	65
Tableau III.19 : Résultats du ferrailage du plancher terrasse en travée.	67
Tableau III.20 : Résultats du ferrailage du plancher terrasse sur appui.	69
Tableau III.21 : Résultats de calcul de vérification à ELS.	70
Tableau III.22 : Résultats des calculs de ferrailage.	71
Tableau III.23 : Vérification des états limite de déformation.	75
Tableau III.24 : Les sections d'armature adopte du balcon.	83
Tableau III.25: Résultats des sollicitations et des moments agissantes sur l'escalier.	87

Tableau III.26 : Résultats obtenus du ferrailage en travée.	88
Tableau III.27 : Résultats obtenus du ferrailage sur appui droit.	89
Tableau III.28 : Résultats obtenus du ferrailage sur appui gauche.	90
Tableau III.29 : Les sollicitations de la poutre palière.	94
Tableau III.30 : Calcul des armatures principales.	94
Tableau III.31: Vérification des contraintes en travée est sur appui.	95
Tableau IV.1: La variation des masse cumulées et modale selon la période.	109
Tableau IV.2: La masse et l'excentricité théorique et accidentelle de chaque niveau.	112
Tableau IV.3: Justification vis-à-vis le déplacement	113
Tableau IV.4: Effort tranchant et moment de renversement de chaque étage.	114
Tableau IV.5: Stabilité au renversement.	115
Tableau IV.6: La valeur de (ξ).	116
Tableau IV.7: Valeur des pénalités P_q .	117
Tableau IV.8: Vérification de l'effet de second –ordre l'effet (P- Δ).	118
Tableau V.1: Ferrailage des poutres principales 1 sans voile en travée.	127
Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales 1 sans voile sur appui.	127
Tableau V.3 : Ferrailage des poutres principales 2 en travée.	128
Tableau V.4 : Ferrailage des poutres principales 2 sur appui.	128
Tableau V.5 : Ferrailage des poutres secondaires sans voile en travée.	129
Tableau V.6: Ferrailage des poutres secondaires sans voile sur appui.	129
Tableau V.7 : Les sollicitation dans les poteaux de section (55×55)cm ² .	136
Tableau V.8 : Les sollicitation dans les poteaux de section (40×40)cm ²	137
Tableau V.9 : Armatures transversales des poteaux.	138
Tableau V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les deux sections des poteaux.	139

Tableau V.11 : Vérification des contraintes à ELS.	142
Tableau V.12: Les sollicitations dues aux voiles.	147
Tableau V.13 : Valeurs du rapport $\frac{l_f}{l}$.	148
Tableau V.14 : Ferrailage des voiles.	153
Tableau V.15: Vérification des contraintes de cisaillement.	153
Tableau V.16 : Résultat du ferrailage du linteau.	158
Tableau V.17 : Résultat du ferrailage de trumeau.	160
Tableau VI.1 :Vérification du renversement - non soulèvement.	167
Tableau VI.2 : Les valeurs de μ_x et μ_y en fonction de ρ .	168
Tableau VI.3: Les sollicitation agissante sur le radier.	169
Tableau VI.4: Les sections des armatures adopte pour le radier.	170
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes en travée est sur appui selon les deux sens	171
Tableau VI.6: Formules utilisées pour la transformation des charges.	171
Tableau VI.7 : Sollicitation de la nervure du radier dans le sens X-X (ELU).	172
Tableau VI.8 : Sollicitation de la nervure du radier dans le sens X-X (ELS).	173
Tableau VI.9 : Sollicitation de la nervure du radier dans le sens Y-Y (ELU).	173
Tableau VI.10:Sollicitation de la nervure du radier dans le sens Y-Y (ELS).	173
Tableau VI.11 : Regroupement des sollicitations maximales des deux sens	174
Tableau VI.12 :Vérification des contraintes des nervures en travée est sur appui selon les deux sens.	177

Liste des figures

Figure I.1 : Plan de RDC	4
Figure I.2 : Plan étages courant /1er -3eme étage	5
Figure I.3 : Plan étages courant /4eme-9eme étage	6
Figure I.4 : Plan de toiture	7
Figure I.5 : Plan en élévation	8
Figure I.6 : Évolution de la résistance du béton en compression en fonction de son âge (jour).	11
Figure I.7 : Évolution de la résistance du béton à la traction en fonction de celle a la compression.	12
Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU	13
Figure I.9 : Diagramme des déformations limites d'une section du béton.	14
Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.	16
Figure II.1 : Plancher à corps creux.	19
Figure II.2 : Schémas statique de la poutrelle	20
Figure II.3 : Terminologies d'escalier	21
Figure II.4 : Coupe longitudinale d'escalier.	22
Figure II.5 : Schéma statique d'escalier.	22
Figure II.6 : Coupe de voile en élévation.	27
Figure II.7 : Coupe de voile en plan.	27
Figure II.8 : Vue en élévation de l'acrotère.	33

Figure II.9 : Les poteaux choisis .	34
Figure II.10 : La dégression des charges.	35
Figure II.11 : Sections réduites du poteau.	37
Figure II.12 : Surfaces afférentes du poteau C6.	38
Figure II.13 : Surfaces afférentes du poteau D6.	42
Figure II.14 : Surfaces afférentes du poteau B8.	45
Figure III.1 : Schéma statique de la poutrelle.	52
Figure III.2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre a deux travées.	52
Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre a plus de deux travées.	53
Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle.	53
Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle type 01.	55
Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle type 02.	58
Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle type 03.	60
Figure III.8 : Schéma statique de la poutrelle type 04.	64
Figure III.9 : Ferrailage des poutrelles sur appui intermédiaires.	76
Figure III.10 : Ferrailage des poutrelles en travée.	76
Figure III.11 : Ferrailage de la dalle de compression.	77
Figure III.12 : Schémas statique du balcon.	78
Figure III.13 : Schémas de ferrailage du balcon en 2D.	83
Figure III.14 : Schémas de ferrailage du balcon COUPE A-A.	84
Figure III.15 : Schémas de ferrailage du balcon COUPE B-B.	84
Figure III.16 : Schéma statique d'escalier.	85
Figure III.17 : Schéma statique d'escalier.	86
Figure III.18: Chargements d'escalier à ELU.	86

Figure III.19: Schémas de ferrailage de l'escalier.	92
Figure III.20: Schémas statique de la poutre palière.	93
Figure III.21 : Schémas de ferrailage de la poutre palière.	96
Figure III.22 : Schéma statique de calcul de l'acrotère.	97
Figure III.23 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.	103
Figure IV.1: Limites des décrochements en plan.	107
Figure IV.2: Limites des décrochements en élévation.	107
Figure IV.3: Disposition des voiles.	108
Figure IV.4: Structure en mode 01 translation suivant X.	110
Figure IV.5: Structure en mode 02translations suivant Y.	110
Figure IV.6: Structure en mode 03 torsion.	110
Figure VI.7: Spectre de la réponse d'après la note de calcul du logiciel ROBOT.	111
Figure VI.8: Spectre de réponse d'après la note de calcul du logiciel ROBOT.	112
Figure V.1 : Schémas de ferrailage de la poutre principale 1	130
Figure V.2 : Les coupes de ferrailage de la poutre principale 1	130
Figure V.3 : Schémas de ferrailage de la poutre principale 2.	131
Figure V.4: Les coupes de ferrailage de la poutre principale 2.	131
Figure V.5 : Schémas de ferrailage de la poutre secondaire.	132
Figure V.6 : Les coupes de ferrailage de la poutre secondaire.	132
Figure V.7 : Résultats du ferrailage des poteaux de section (55×55)cm ²	136
Figure V.8 : Résultats du ferrailage des poteaux de section (40×40)cm ²	137
Figure V.9 : Schémas de ferrailage des poteaux.	143
Figure V.10 : Numérotation des voiles selon leur position.	144
Figure V.11 : Ferrailage du voile v2	154

Figure V.12: Effort tranchant et moment dans le linteau.	155
Figure V.13: Armatures de linteaux.	156
Figure V.13: Schémas ferrailage du linteau.	159
Figure VI.1: Sollicitation agissantes sur le radier nervurée.	164
Figure VI.2 : Schémas des contraintes sur le sol.	166
Figure VI.3: Répartition des charges d'une dalle par la méthode des lignes de rupture.	172
Figure VI.4 : Ferrailage de la nervure dans le sens x en travée.	174
Figure VI.5 : Ferrailage de la nervure dans le sens x sur appui.	175
Tableau VI.6 : Schémas du ferrailage du radier nervurée.	178

Liste d'abréviations

- A : Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
- B : Facteur de comportement de la structure ; aire d'une section de béton.
- BAEL : Béton armé à l'état limite.
- B_r : Section du béton réduite.
- C : Centre de flexion.
- C_d : Coefficient de pression dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.
- C_{frj} : Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
- D_i : Facteur d'amplification dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
- E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton.
- E_{vj} : Module de déformation différée du béton.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- ELS : Etat limite de service.
- ELU : Etat limite ultime.
- e : Epaisseur, excentricité.
- FP : Fissuration préjudiciable.
- FPP : Fissuration peu préjudiciable.
- FTP : Fissuration très préjudiciables.
- G : Charge permanente, module d'élasticité transversal.
- g : Largeur de la marche.
- H : Hauteur totale du bâtiment.
- I : Moment d'inertie.

- I_e : Inertie équivalente.
- i : Inertie du linteau.
- I_w : Inertie polaire.
- K : Rigidité.
- K_s : Coefficient du site.
- L : Portée.
- M : Moment, masse.
- M_0 : Moment en travée isostatique.
- M_t : Moment en travée de la poutre considérée.
- M_{ap} : Moment sur appuis.
- M_u : Moment ultime.
- N_g : Effort normal développé par les charges permanentes.
- N_q : Effort normal développé par les charges d'exploitation.
- N_u : Effort normal ultime.
- n : Nombre de niveaux.
- P, W : Poids.
- Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.
- q : Densité de charge répartie.
- q_{10} : Pression dynamique de base du vent.
- q_H : Pression dynamique du vent agissant sur la hauteur H .
- R : Réaction.
- RPA : Règlement parasismique Algérien.
- S : Surface de l'élément considéré, moment statique, Matrice de souplesse.
- S_t : Espacement entre armatures.
- T : Effort tranchant, période.
- U_c : Périmètre.
- V : Effort tranchant, action sismique à la base.
- VL : Voiles longitudinales.
- VT : Voiles transversales

- $X_{ej}; Y_{ej}$: Coordonnées du centre de torsion à l'étage « j » par rapport à un repère d'axe Parallèle aux directions principales du bâtiment (ox, oy).
- Z : Bras de levier entre les aciers et le béton.
- d' : Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.
- d : Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
- a : Cote du poteau carré.
- b : Largeur de la poutre.
- f : Flèche.
- f_{bu} : Contrainte admissible de flambement.
- f_{ej} : Résistance à la compression.
- f_{tj} : Résistance à la traction.
- f_e : limite élastique de l'acier.
- I_f : Longueur du flambement.
- α : Coefficient de sécurité ou flambement, coefficient de participation.
- γ : Poids volumique.
- β : Coefficient de majoration dynamique.
- γ_b : Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.
- γ_s : Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.
- δ : Coefficient de dimension, déplacement.
- ε : Déformation relative du béton comprimé.
- ε_b : déformation relative de l'acier tendu.
- η : Coefficient de fissuration.
- λ : Coefficient d'élancement.
- μ_r : Moment résistant.
- σ : Contrainte normale.
- σ_{bc} : Contraint de compression de béton.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contraint de compression de béton.
- σ_s : Contrainte dans l'acier.
- $\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite de service de l'acier.
- σ_{s10} : Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.

- ω : Pulsation propre.
- \varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinal.
- \varnothing_t : Diamètre des armatures transversal.

Resumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation de R + 9 étages qui sera implanté dans la wilaya de Constantine, classé en zone **IIa** selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par des portiques et des voiles.

L'étude et l'analyse dynamique de ce projet sont établies par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis. Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes à la base des formules et des conditions préconisées par le CBA93, BAEL91V99 ainsi que les règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003.

En fin, l'étude de l'infrastructure du bâtiment conduit à une fondation de type Radier général nervuré.

Mots Clés : Béton armé, bâtiment, ferrailage.

Summary

The purpose of this study and the design of a structure for residential use of R + 9 floors which will be located in Constantine, classified in zone **IIa** according to the Algerian paraseismic regulations (RPA 99 version 2003),

The stability of the work is ensured by gantries and sails. The study and analysis of this project had been established by software Autodesk Robot Structural Analysis .

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in accordance with the basis of the formulas and the conditions recommended by the CBA93, BAEL91V99 as well as the Algerian seismic rules RPA 99 version 2003.

In the end, the study of the building infrastructure leads to a foundation of the general ribbed slab type.

Key Words: reinforced concrete, building, reinforcement

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم هيكل للاستخدام السكني مكوّن من طابق أرضي زائد تسعة طوابق (R+9)، سيتم إنشاؤه في ولاية قسنطينة، المصنفة في المنطقة الزلزالية IIa وفقًا للتنظيم الزلزالي الجزائري (RPA99 إصدار 2003).

يتم ضمان استقرار المنشأة من خلال الإطارات والجدران الحاملة. وقد تم إعداد الدراسة والتحليل لهذا المشروع باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analysis.

يتم حساب أبعاد وتسليح جميع العناصر المقاومة وفقًا للصيغ والشروط الموصى بها في CBA93 وBAEL91V99، بالإضافة إلى القواعد الزلزالية الجزائرية RPA 99 إصدار 2003.

في النهاية أدت دراسة البنية التحتية للمبنى إلى اعتماد أساس من نوع حصيرة عامة مفرغة (مشطبة بأعصاب)

الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة، مبنى، تسليح

Introduction

La croissance démographique a poussé les ingénieurs à concevoir des bâtiments de hauteurs considérables, afin d'optimiser l'espace et de répondre à la demande croissante de la population. Compte tenu de l'importance et de la complexité de cette mission, le concepteur a dû acquérir de nombreuses connaissances dans le domaine de la construction, et établir des règlements de calcul garantissant une sécurité optimale et des coûts raisonnablement maîtrisés.

C'est dans cette optique et cette vision que s'inscrit notre travail, lequel porte sur la conception et l'étude d'une structure du point de vue de la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment à usage d'habitation, comprenant un rez-de-chaussée et neuf (09)étages, en conformité avec les prescriptions réglementaires en vigueur et les connaissances acquises au cours de notre formation.

À cette fin, nous débuterons l'étude de notre projet par une présentation générale et une introduction aux matériaux utilisés (béton et acier), suivies d'un prédimensionnement et de l'analyse des éléments constitutifs de la structure, en détaillant leurs caractéristiques. Nous aborderons ensuite l'étude sismique, afin de déterminer les forces horizontales et verticales, dans le but d'identifier les sollicitations agissant sur les éléments porteurs, jusqu'aux fondations du bâtiment, lesquelles devront s'appuyer sur un sol adapté. Nous traiterons également des combinaisons d'efforts nécessaires au ferrailage de ces éléments. Ce travail sera clôturé par une conclusion générale, évoquant l'expérience acquise tout au long de la réalisation du projet étudié.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91) ainsi que les règles parasismiques algériennes R.P.A99 (version 2003) ont été appliquées dans ce projet.

CHAPITRE I
GÉNÉRALITÉS

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment du projet des 300 logements promotionnels aide (LPA). Il est composé d'un rez-de-chaussée et de 09 étages(R+9), Il est implanté dans la wilaya de **CONSTANTINE**. La structure du bâtiment étudié est une structure (voiles / portiques) en béton armé.

I.2. Les caractéristiques géométriques du bâtiment :

Les caractéristiques de notre structure sont :

- Largeur en plan 22.70m.
- La longueur en plan 29.60m.
- Hauteur totale du bâtiment 33.20m.
- Hauteur de RDC 3.06m.
- Hauteur d'étage courant 3.06m.
- Hauteur du local technique 2.60m.

➤ **Données du site**

- Le bâtiment est implanté dans la zone (**IIa**). Classé par le RPA 99 v 2003 comme zone de moyenne sismicité.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2classée par le RPA 99 v 2003 (bâtiments d'habitations dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- Le site de l'ouvrage est considéré comme un site ferme (**S2**).
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.3$ bars.

I.3. Réglementations et normes utilisées :

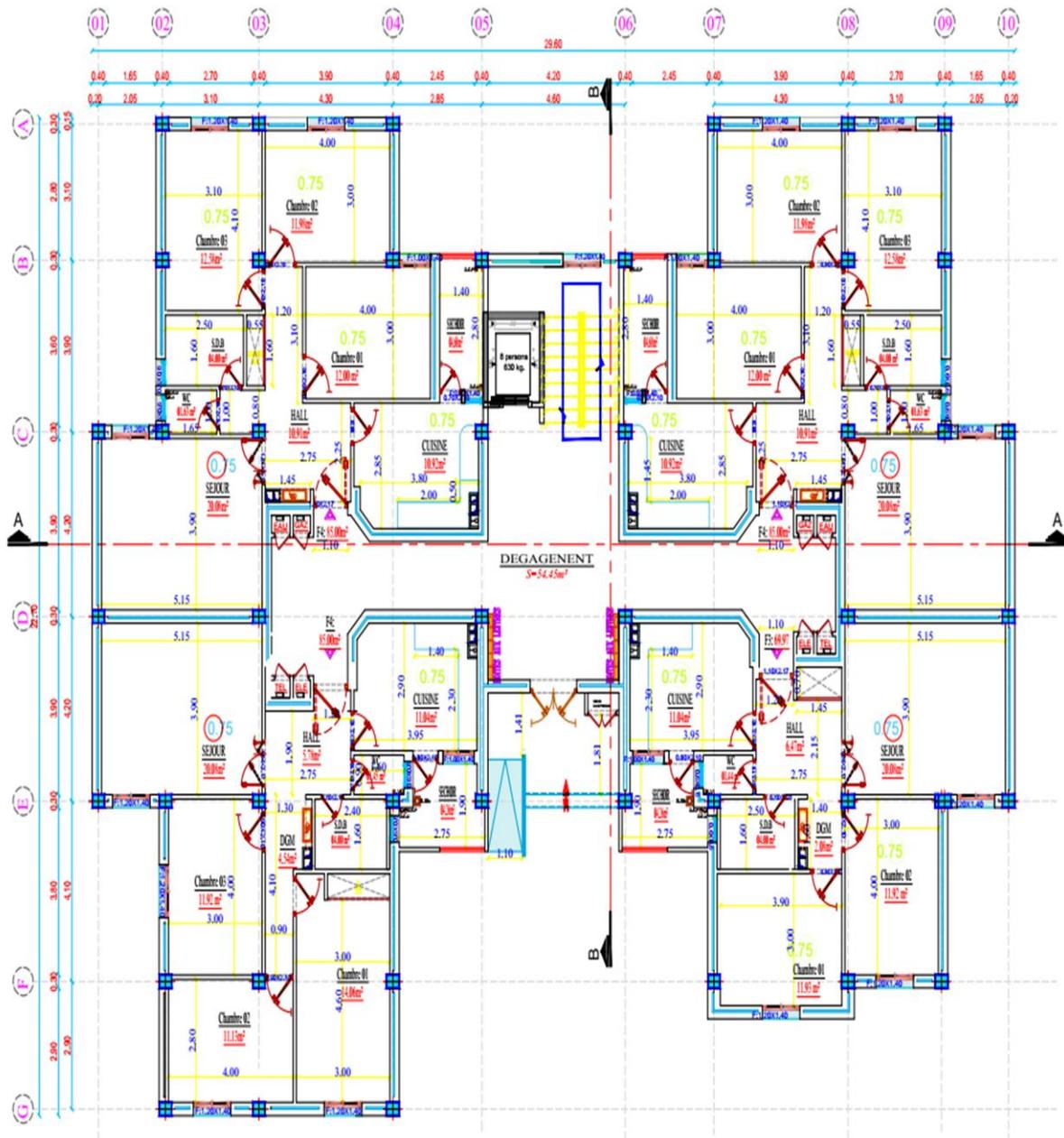
- D.T.R.B.C.2.48. Règle parasismique Algérienne RPA 99/version 2003
- D.T.R.B.C.2.41 Règle de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- D.T.U.P.18702 (BAEL 91version 99) : Béton armé aux états limite, recueil des règles technique français pour la conception et le calcul des ouvrages en béton armés.
- D.T.R.B.C.2.2 Charges permanentes et d'exploitation
- D.T.R.B.C.2.33.1 Règle de calcul de fondation superficielle

I.4. Caractéristique géotechnique du projet :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

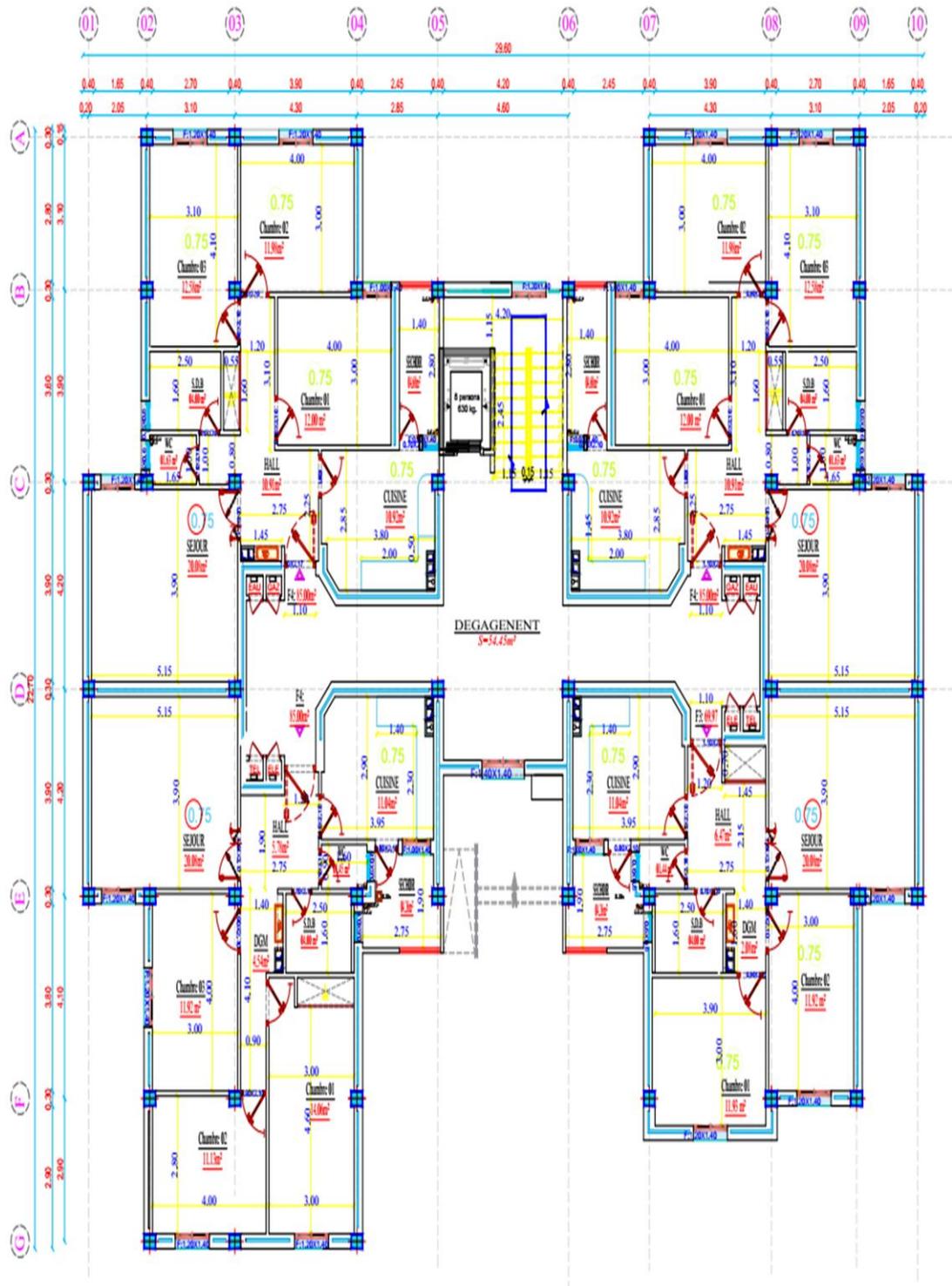
- Le terrain est plat.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: La contrainte du sol, =1,30 Bars
- N_{ser} : Le poids total de la structure = 81602,69kN
- Le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 1 m de profondeur.
- site ferme S2: Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $VS \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur (RPA 99 v 2003)

I.5. Les plans :



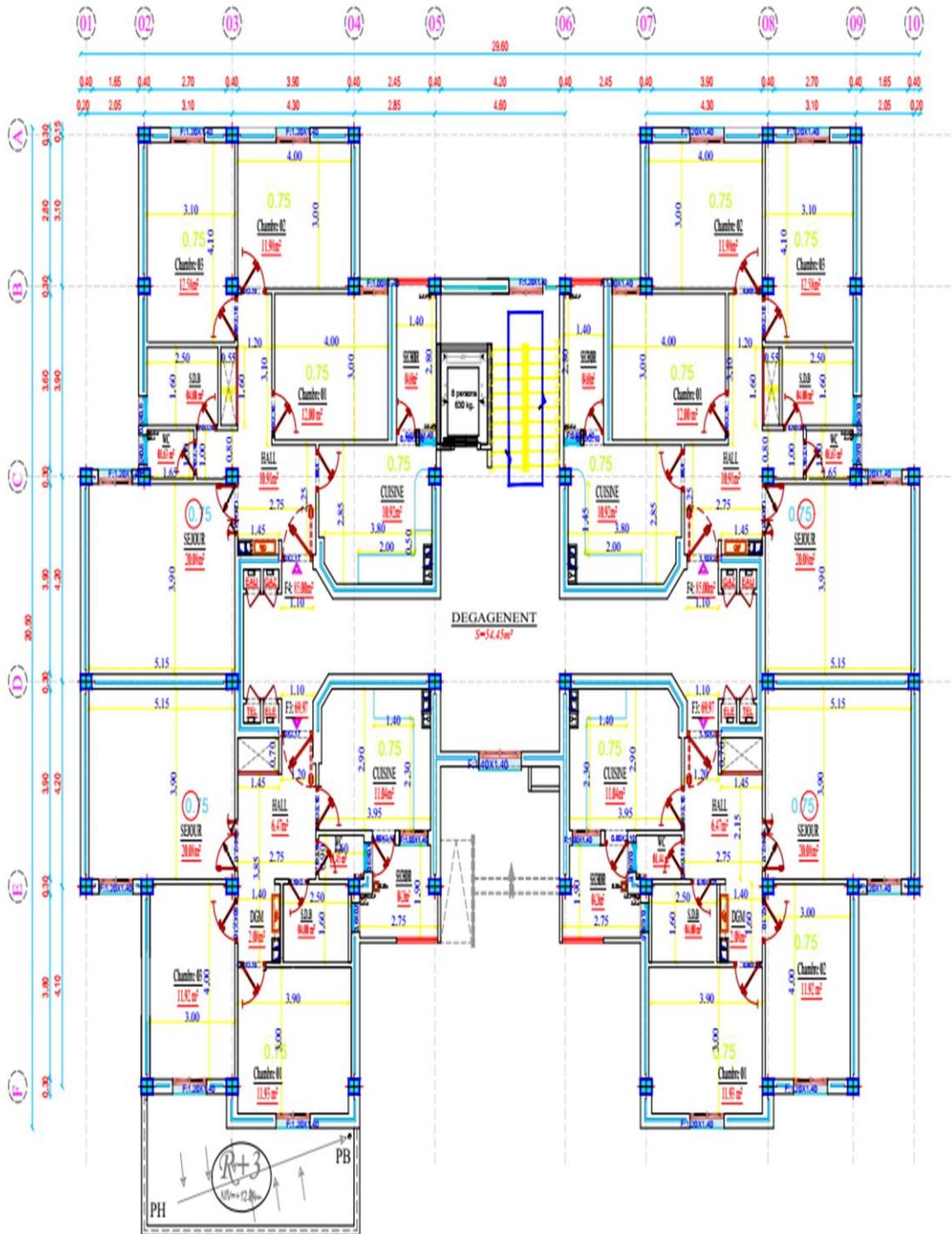
PLAN RDC

Figure I.1 : Plan de RDC



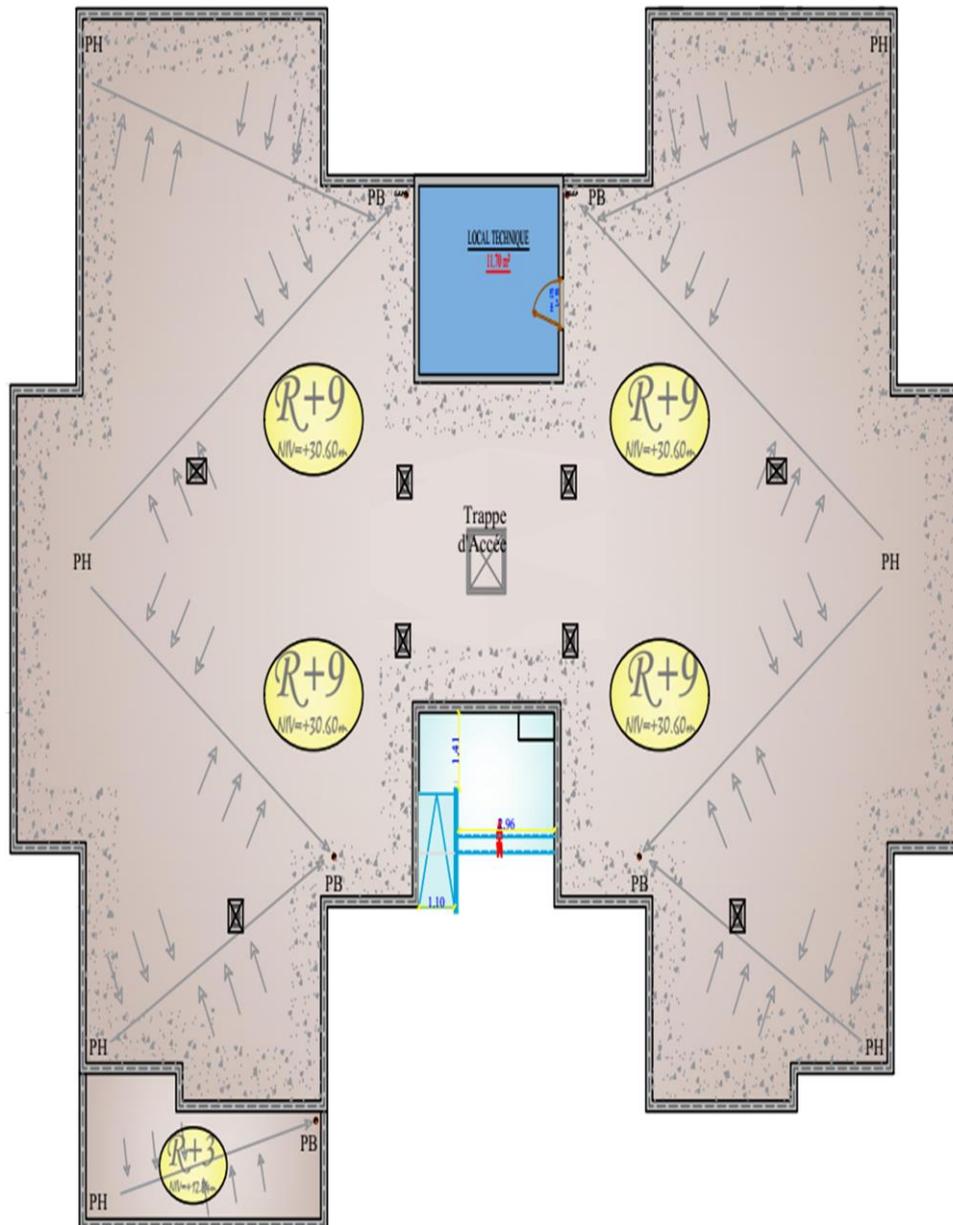
PLAN ETAGE COURANT /1er-3ème ETAGE

Figure I.2 : Plan étages courant /1er -3eme étage



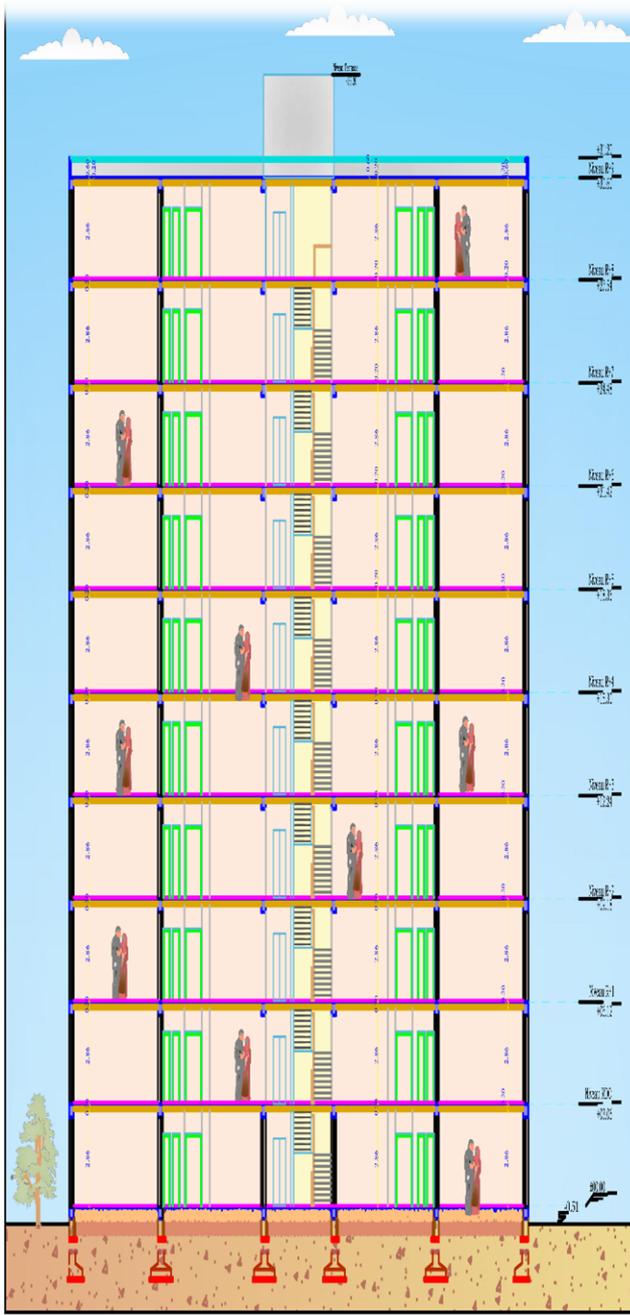
PLAN ETAGE COURANT /4ème -9ème ETAGE

Figure I.3 : Plan étages courant /4eme-9eme étage

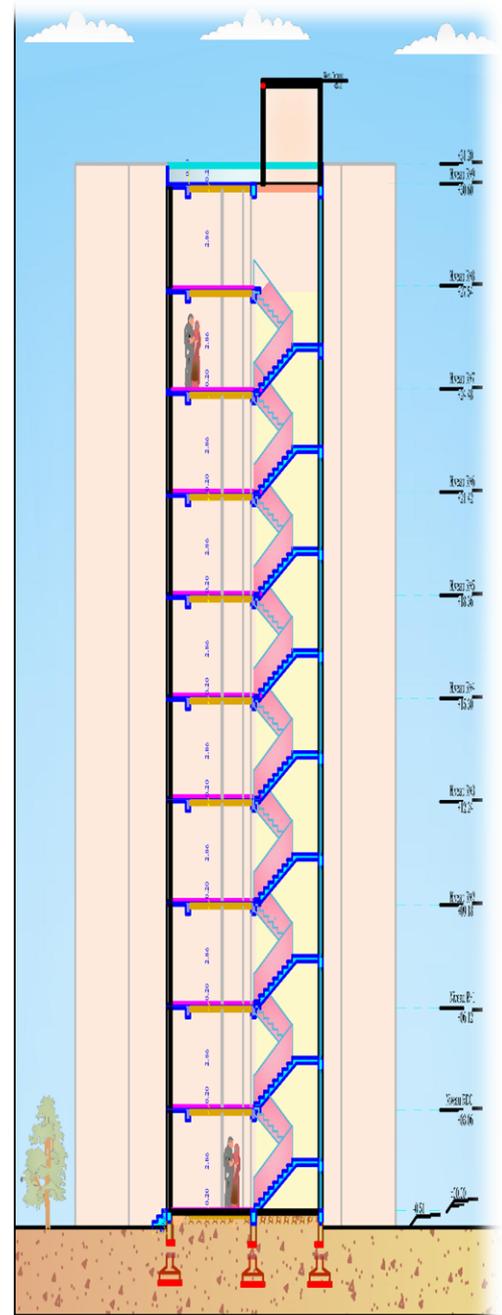


PLAN DE TOITURE

Figure I.4 : Plan de toiture



COUPE-AA
ÉCHELLE: 1/100



COUPE-BB
ÉCHELLE: 1/100

Figure I.5 : Plan en élévation

I.6. Conceptions de la structure :

I.6.1. Le choix de l'ossature du bâtiment

La structure porteuse est composée par des portiques (poteaux-poutres) en béton armé avec des voiles qui confortent le contreventement du bâtiment.

I.6.2. Les planchers

Les plancher du bâtiment seront essentiellement constitués par des corps creux et des dalles de compression reposent sur des poutrelles, les plancher de la terrasse aura en plus une isolation thermique avec une couche de béton de forme en pente pour l'écoulement des eaux pluviales.

I.6.3. Les poutres

Il existe deux types de poutres les poutres principales qui supportent la charge du plancher, et les poutres secondaires (poutres de chainages) qui relie les portiques.

I.6.4. Les poteaux

Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) aux fondations de la structure.

I.6.5. Les escaliers

Le bâtiment comporte une seule cage d'escalier du rez-de-chaussée au 9^{ème} étage, composé de deux volées et un palier de repos, ils seront coulés sur place.

I.6.6. L'acrotère

C'est un élément en béton arme au niveau de terrasse, d'une d'hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10cm.

I.6.7. Terrasse

La terrasse du notre bâtiment est inaccessible.

I.6.8. Balcon

Les balcons seront réalisés en dalle pleine en béton armé.

I.6.9. Les voiles

Ils sont des éléments structuraux réalisés en béton armé.

I.7. Caractéristique mécanique des matériaux :

I.7.1. Béton

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange composé principalement de liant hydraulique (ciments), granulats (sable, graviers pierres casses) avec de l'eau et parfois on ajoute des adjuvants.

I.7.1.1. Compositions du béton

- ❖ **Ciments** : le ciment joue un rôle de liant hydraulique sous forme d'une poudre, il permet la bonne liaison entre les ingrédients du béton (sable, gravier). Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de bauxite d'argile, de calcaire et la température de cuisson du mélange.
- ❖ **Les granulats** :
 - a) **Sable** : il est constitué par des grains trop petits de dimension comprise entre 0.08 et 5 mm provenant de la désagrégation des roches.
 - b) **Graviers** : c'est un mélange composé de gravillons et de sable avec des dimensions de grain comprises entre 5 et 25 mm.
- ❖ **Les adjuvants** : ce sont des produits chimiques utilisés pour modifier les propriétés et améliorer une qualité ils sont exprimés en % du poids du ciment.
- ❖ **L'eau de gâchage** : l'eau incorporée au mélange liant et granulats afin d'enclencher sa prise et de conférer au béton sa plasticité, donc son ouvrabilité. La qualité de l'eau de gâchage il faut être répondre à la norme NF EN1008.

I.7.1.2. Dosage du béton

Le dosage du béton est lié avec le poids du liant utilisé pour la réalisation d'un mètre cube $1m^3$ du béton.

- Ciments : 350kg de CPA325.
- Sable : 400 kg : $0.08 \leq D_s \leq 5mm$.
- Graviers : 800 kg : $5 \leq D_g \leq 25mm$.
- L'eau de gâchage : 175 L.

I.7.1.3. Caractéristique du béton

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression f_{cj} et une résistance médiocre en traction f_{tj} .

I.7.1.3.1. Résistance du béton a la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression par un essai de compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16 cm du diamètre et une hauteur de 32 cm.

Le béton présente une résistance à la compression au moins égale à 20 MPa et au plus égale 45 MPa. [3]

Cette résistance est donnée par les relations suivantes :

- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j \geq 28j \end{cases} \quad [2]$$

- Pour $f_{c28} \geq 40$ MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j \geq 28j \end{cases} \quad [2]$$

- Pour $f_{c28} < 40$ MPa

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j \geq 60j \quad [2]$$

Dans notre étude on prend $f_{c28} = 25$ MPa .

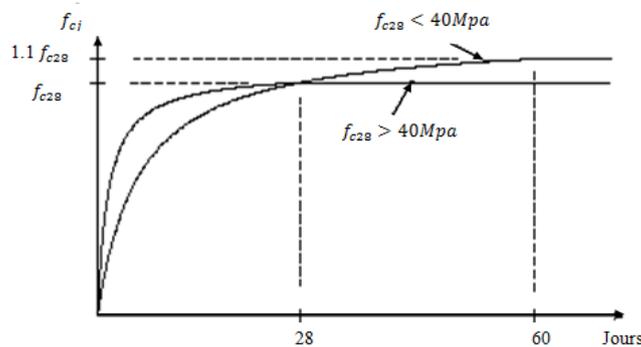


Figure I.6 : Évolution de la résistance du béton en compression en fonction de son âge (jour).

I.7.1.3.2. Résistance du béton a la traction

la résistance caractéristique a la traction du béton a J jours notée par f_{tj} est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \quad [2]$$

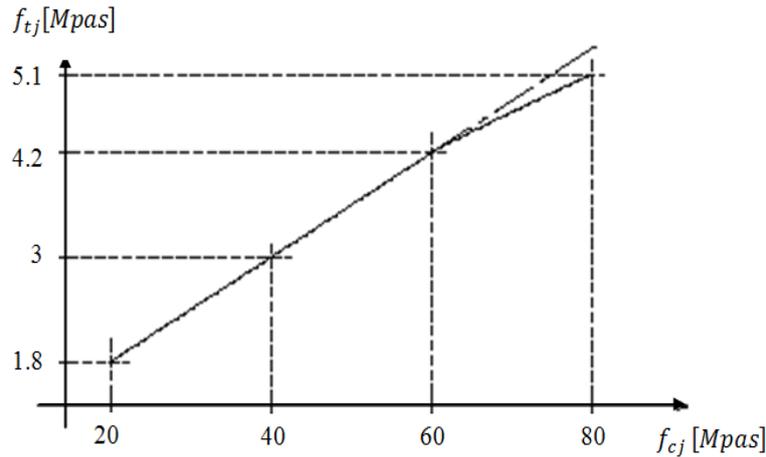


Figure I.7 : Évolution de la résistance du béton à la traction en fonction de celle à la compression.

I.7.1.3.3. Module de déformation longitudinale du béton

- **Module de déformation instantanée**

Pour les contraintes normales avec une durée d'application inférieure à 24h on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [2]$$

Pour notre cas $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} \rightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$

- **Module de déformation différée**

Le module de déformation due aux charges appliqué à long terme comme le retrait et le fluage donner par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [2]$$

Pour notre cas $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} \rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

I.7.1.3.4. Coefficient de poisson

$$\vartheta = \frac{\Delta a/a}{\Delta l/l} \quad \left(\frac{\text{allongement relative de la section transversale}}{\text{allongement relative de la section longitudinale}} \right)$$

$\vartheta = 0$ Pour calculer les sollicitations à ELU (béton fissure) [2]

$\vartheta = 0.2$ Pour calculer des déformations à ELS (béton non fissure) [2]

I.7.1.3.5. Contrainte du béton

❖ **Contrainte limite à ELU**

La valeur de calcul de la contrainte de résistance à la compression du béton à ELU est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [2]$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{pour les situations durable} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{pour les situations accidentelles} \end{cases}$$
- θ : coefficient réducteur.

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures} \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

le diagramme des contraintes de déformation du béton de calcul à l'ELU est comme suit : [2]

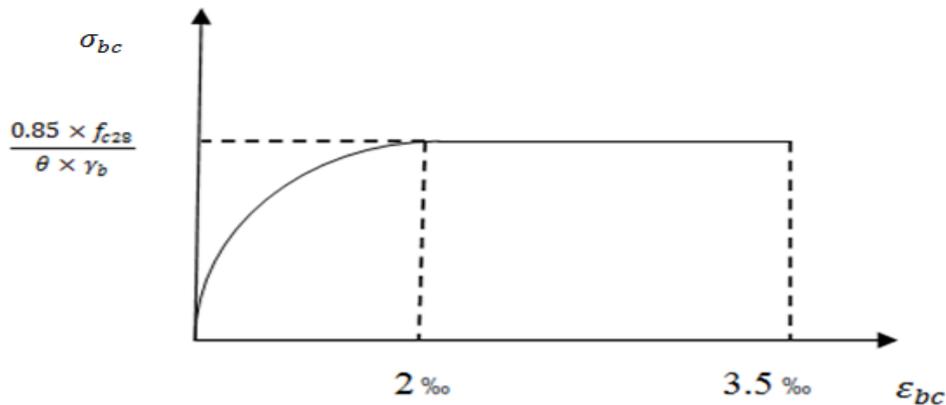


Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.

- Pour notre projet

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa} & \text{pour les cas durable} \\ \sigma_{bc} = 18.47 \text{ MPa} & \text{pour les cas accidentelles} \end{cases}$$

❖ **Contrainte limite à ELS**

La valeur de calcul de la contrainte de résistance à la compression du béton à ELS est donnée par la relation suivante :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad [2]$$

Pour notre projet $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

I.7.1.3.6. Diagramme des déformations limites de la section

le diagramme des déformations limites d'une section du béton.

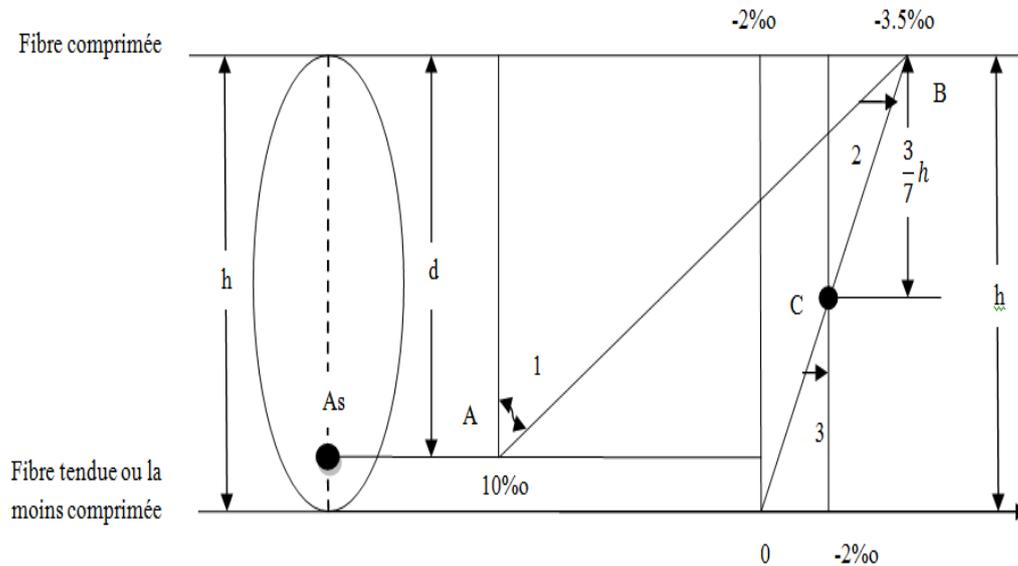


Figure I.9 : Diagramme des déformations limites d'une section du béton. [2]

I.7.2. Acier

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage caractérisé par sa bonne résistance à la traction, il est utilisé pour répondre à l'effort de traction qui ne peut être repris par le béton.

Les types d'aciers disponibles :

- Ronds lisses
- Les Barres à haute adhérence
- Fils tréfiles a haute adhérence
- Fils tréfile lisse

I.7.2.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

Tableau I.1 : Valeur de la limite d'élasticité des aciers et leur emploi.

Type	Désignation	Limite d'élasticité garantie f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	Fe E 22	215	Emploi courant Épingles de levage des pièces
	Fe E 24	235	
Barres HA (Types 1 et 2)	Fe E 40	400	Emploi courant Uniquement $\varnothing \leq 16$ mm
	Fe E 50	500	
Fils tréfile HA (type 3)	Fe TE 40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis
	Fe TE 50	500	
Fils tréfile lisse (type 4)	TL 50 $\varnothing > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement, emploi courant
	TL 52 $\varnothing \leq 6$ mm	520	

Pour les armatures transversales les armatures pour béton arme des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500 MPa, l'allongement total relatif sous charges maximales spécifiée doit être supérieur ou égal à 5%. [1]

I.7.2.2. Module d'élasticité de l'acier : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000$ MPa [2]

I.7.2.3. Contrainte des aciers

❖ La contrainte limite ultime de l'acier σ_s est donnée en fonction de la déformation ε_s et d'un coefficient de sécurité par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad [3]$$

Avec :

- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- γ_s : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{Sollicitation durable (cas générale)} \\ \gamma_s = 1 & \text{Sollicitation accidentelle.} \end{cases}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{\frac{400}{1.15}}{200000} = 0.0017$$

- Si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$

- Si $\varepsilon_s < \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{sollicitation durable}$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \quad \text{sollicitation accidentel}$$

❖ La contrainte limite de service de l'acier

1- Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification n'est à faire [3]

2- Fissuration préjudiciable : [3]

3- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min\left\{\frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot ft_j}\right\}$ [3]

Avec : $ft_j = 0,6 + 0,06$

- η : Coefficient de fissuration qui vaut :

{	$\eta = 1$	Pour les ronds lisses et les treillis soudés à fils tréfilés lisses
	$\eta = 1.6$	Pour les armatures à haute adhérence de diamètre supérieur à 6mm
	$\eta = 1.3$	Pour les armatures à haute adhérence et les treillis soudés à fils à haute adhérence de diamètre inférieur à 6mm.

Diagramme contrainte-déformation de l'acier d'après [2]

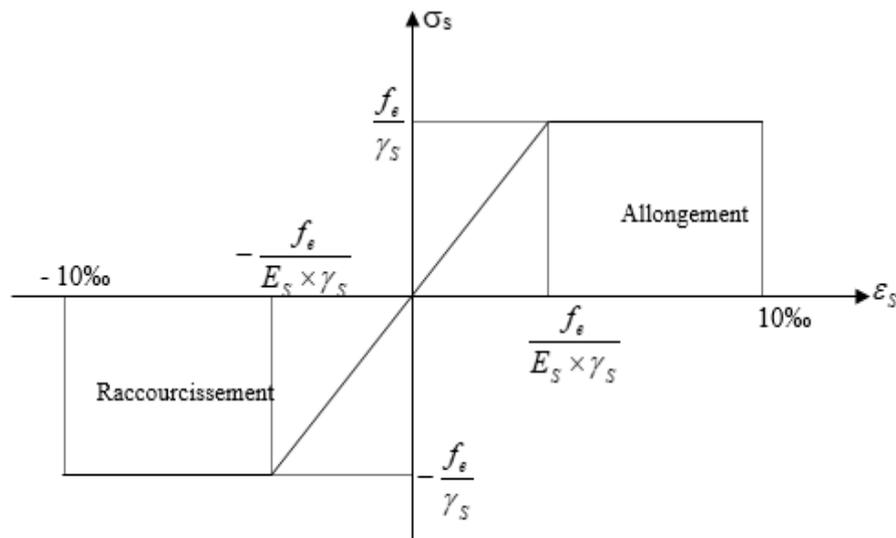


Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

I.8. Hypothèse de calcul :

- La résistance du béton a la compression est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance du béton a la traction est $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est $E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité diffère de béton est $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.
- Les armatures longitudinales : **HA** «Fe E 40 »
- Les armatures transversales: **Ronds lisse** « **Fe E 24** »

I.9. Combinaison d'actions et sollicitations :

I.9.1. Les actions

- Actions permanentes G : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite. [2]
- Actions variables Q : dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. [2]
- Action accidentelles FA : provenant de phénomènes rares (séismes, chocs...). Les valeurs des actions ont généralement un caractère nominal [2]
- Actions de la température climatique : La dilatation thermique des matériaux est l'augmentation de volume, d'un corps lors de l'élévation de sa température

Pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivantes : [2]

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et $- 15^\circ \text{ C}$.
- Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et $- 20^\circ \text{ C}$.
- Pour l'extrême Sud : $+ 50^\circ \text{ C}$ et $- 30^\circ \text{ C}$.

$$\varepsilon^\circ = \alpha \times \Delta_t$$

Avec :

- ε° : L'allongement libre.
- $\alpha \simeq 10^{-5}$: coefficient de dilatation pour acier et béton.
- Δ_t : élévation de la température.

Pour un allongement empêché on applique une contrainte et retour à la longueur initiale.

I.9.1.1. Combinaison d'Actions à l'ELU

- Situation durable ou transitoire :

$$1.35G_{max}+G_{min}+Y_{Q1}Q1+\sum 1,3\psi_i Q_i \quad [2]$$

$Y_{Q1} = 1.5$ Cas générale

$\psi_{oi} = 1.35$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

- Situations accidentelles :

$$G_{max}+G_{min}+FA+\psi_{1i} Q1+\sum \psi_{2i} Q_i (i >1) \quad [2]$$

Avec :

- FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\Psi_{1i} Q1$: Valeur fréquente d'une action variable.
- $\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

I.9.1.2. Combinaison d'action à l'E L S

$$G_{max}+G_{min}+Q1+\sum \psi_{0i} Q_i \quad [2]$$

Avec :

- G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.
- Q1 : action variable de base.
- Q i : action variable d'accompagnement.

I.9.2. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{aligned} \text{Situations durables : } & \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases} \\ \text{Situations accidentelles : } & \begin{cases} G + Q + E. \\ G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad [1] \end{aligned}$$

Avec :

- G : étant l'action permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : l'action du séisme.

CHAPITRE II

PRÉDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments de la structure a pour le but de pré-estimer les dimensions de ces éléments sur la base des formules et des conditions préconisées par le **CBA93**, **BAEL91V99** ainsi que les règles parasismiques algériennes **RPA99 V2003**.

II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. Plancher

Notre plancher est un plancher à corps creux puisqu'on a un bâtiment à usage d'habitation par fortement chargé, les planchers adoptés sont composés de poutrelle, d'une dalle de compression et de corps creux qui assure une bonne isolation acoustique et thermique.

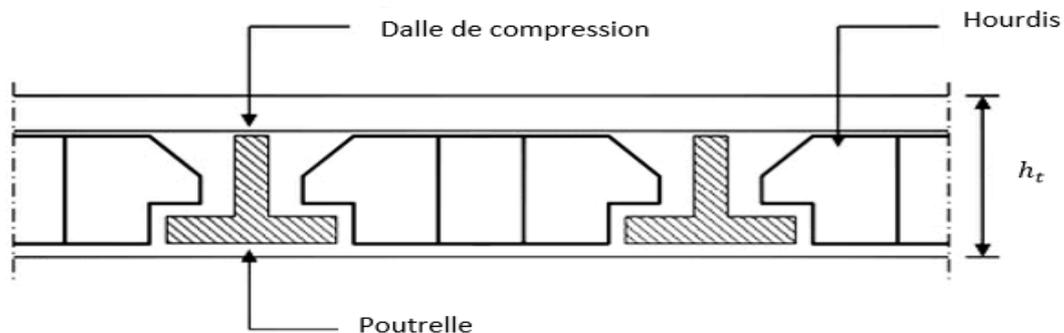


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité (ou condition de limitation de la flèche) :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad [2]$$

Avec:

- L_{max} : Travée max entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
- h_t : hauteur totale du plancher.

Pour notre bâtiments : $L_{max} = 3,9 \text{ m}$

$$h_t \geq \frac{390}{22,5} \rightarrow h_t \geq 17,33 \text{ cm}$$

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

On adopte un plancher (16+4) cm

Avec :

- 16cm : hauteur du corps creux.
- 4cm : hauteur de la table de compression.

II.2.1.1. Prédimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments en béton armé en section Te permettant la transmission des charges concentrées ou réparties vers les poutres principales.

$$0,4 h_t \leq b_0 \leq 0,8 h_t \quad [3]$$

Avec :

- h_t : Hauteur totale de la poutrelle.
- b_0 : Largeur de la nervure.
- b : Largeur de la table de compression.
- L_x : Distance entre axes des nervures.
- L_y : Distance entre nus d'appuis.

$$0,4 h_t \leq b_0 \leq 0,8 h_t$$

$$0,4 \times 20 \leq b_0 \leq 0,8 \times 20$$

$$8 \leq b_0 \leq 16 \rightarrow \mathbf{b_0 = 10\text{cm}}$$

$$L_y = 3,9 \text{ m} = 390 \text{ cm} ; L_x = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{L_x - b_0}{2} \rightarrow b_1 = \frac{65 - 10}{2} \quad \mathbf{b_1 = 27,5 \text{ cm}}$$

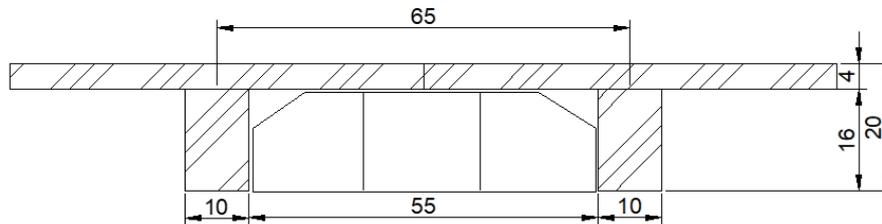


Figure II.2 : Schémas statique de la poutrelle

II.2.1.2. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères, critères de continuité et critère du minimum des plus grandes portées.

➤ **Critère de continuité**

Si on a la même grande dimension dans les deux sens on dispose les poutrelles parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

➤ **Le critère du minimum des plus grandes portées**

On prend le minimal porté entre les deux grandes portées dans les deux sens.

Dans notre cas on a choisi le sens des poutrelles selon le critère du minimum de les plus grandes portées.

II.2.2. L'escalier

Les escaliers soumis à des différentes charges peuvent entraîner des dommages aux escaliers (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ces risques on doit faire un prédimensionnement selon les conditions du **BAEL91V99** pour avoir une épaisseur suffisante du paillasse, la disposition de ces marches et contre marche se fait conformément selon la loi du BLONDEL .

➤ **Terminologies :**

Avec :

- 01 : palier de repos.
- 02 : giron .
- 03 : la marche.
- 04 : contre marche.
- 05 : paillasse (volee).
- 06 : longueur projeter du volee.
- 07 : poutre paliere.
- 08 : palier etage.
- 09 : l'emmarchement.

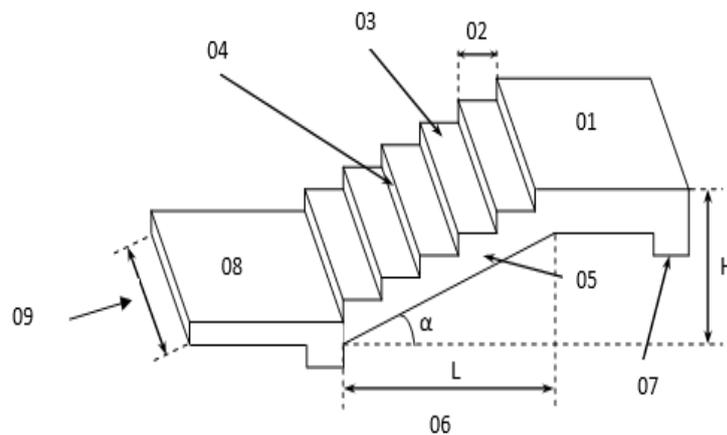


Figure II.3 : Terminologies d'escalier

➤ Schémas statiques :

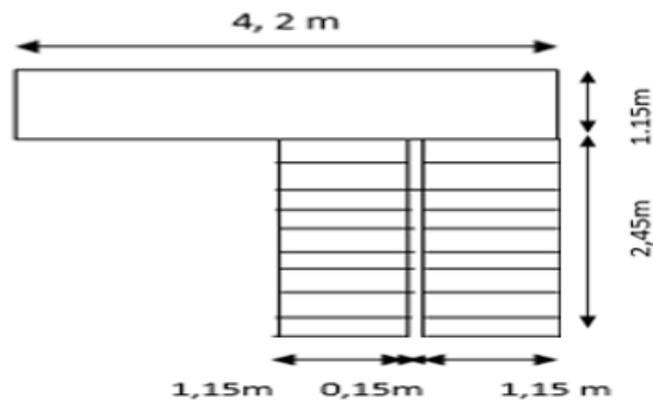


Figure II.4 : Coupe longitudinale d'escalier.

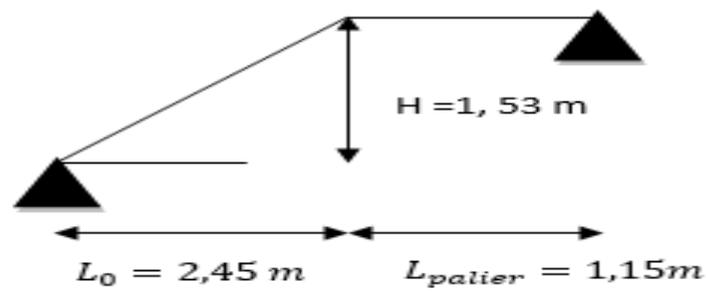


Figure II.5 : Schéma statique d'escalier.

➤ L'épaisseur de palier et de paillasse :

Elles sont constituées on dalle pleine

1) Conditions de résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ (pour une heure de coupe de feu)
- $e \geq 11 \text{ cm}$ (pour 2 heures de coupe de feu)
- $e \geq 17,5 \text{ cm}$ (pour 4 heures de coupe de feu)

On prend $e = 11 \text{ cm}$.

2) Conditions de résistance à la flexion :

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

Avec $L = L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}$

- Pour notre escalier $L = 3.60 \text{ m}$.

La formule empirique de BLONDEL $0.59 \text{ m} \leq g + 2h \leq 0.66 \text{ m}$

$$\begin{cases} 26\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \\ 14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \end{cases}$$

- On prend $\begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$

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

$$59\text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Nombre de contre marche :

$$N_c = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{153}{17}$$

$$N_c = 9$$

Donc on aura 09 contre marches et 08 marches pour chaque volée.

- L'angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{245} \rightarrow \alpha = 31.98^\circ$$

$$L_{inc} = \frac{L_0}{\cos \alpha} \rightarrow L_{inc} = 288.83\text{ cm}$$

L'épaisseur du paillasse :

$$\frac{288.83}{30} \leq e \leq \frac{288.83}{20} \rightarrow 10 \leq e \leq 15\text{ cm}$$

$$e = \max(11 ; 15)\text{ cm}$$

Donc on adopte pour l'épaisseur du paillasse $e = 15\text{cm}$.

II.2.3. Prédimensionnement des dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments non structuraux avec une faible épaisseur comprise entre 10 et 20 cm aux moyennes qui peuvent reposer sur un seul appui 2,3 ou 4 appuis.

II.2.3.1. Balcon

Notre balcon est constitué d'une dalle pleine de forme rectangulaire encastree d'un seul cote qui doit répondre aux conditions suivantes :

a) Condition de résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$ (pour une heure de coupe de feu)
- $e \geq 11 \text{ cm}$ (pour 2 heures de coupe de feu)
- $e \geq 17,5 \text{ cm}$ (pour 4 heures de coupe de feu)

On prend $e = 11 \text{ cm}$.

b) Conditions de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

$$L = \min (L_x, L_y)$$

L : la petite portée entre nus des appuis du panneau.

$$e \geq \frac{100}{10} \quad \rightarrow \quad e \geq 10$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$.

$e = \max (11, 15)$ On adopte pour l'épaisseur de balcon $e = 15 \text{ cm}$.

II.3. Prédimensionnement des éléments principaux :

II.3.1. Les poutres

Les poutres ont pour le but de supporter la charge du plancher et de relier les portiques, elles sont pré-dimensionnées par les conditions du CBA93 et BAEL 91V99 ainsi que par RPA99V2003.

II.3.1.1. Poutres principales

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad [2]$$

Avec :

- L_{\max} : La plus grande portée de la poutre entre axes.
- h : La hauteur totale de la poutre.
- b : La largeur de la poutre.

a) Poutre principale 01

Pour la 1 ère poutre principale $L = 4,6$ m

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

$$\frac{4,6}{15} \leq h \leq \frac{4,6}{10} \quad \rightarrow \quad 0,3 \leq h \leq 0,46$$

On prend : **$h = 40$ cm.**

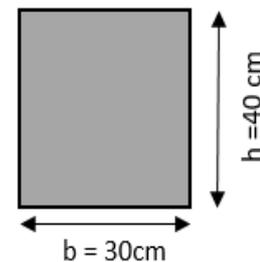
La largeur de la poutre doit être : $\frac{1}{3} \times h \leq b \leq 0.8 h$ [3]

$$13,33 \leq b \leq 32$$

On prend : **$b = 30$ cm.**

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du [RPA99V2003/A.5.1]

- $b \geq 20$ cm. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30$ cm. $\Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $\Rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 < 4$ vérifiée.



Donc on adopte pour les poutres principales 01 les dimensions suivantes $(30 \times 40) \text{cm}^2$.

b) Poutre principale 02

Pour la 2^{ème} poutre principale $L = 7,15 \text{ m}$

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

$0,47 \leq h \leq 0,71$ On prend : $h = 60 \text{ cm}$

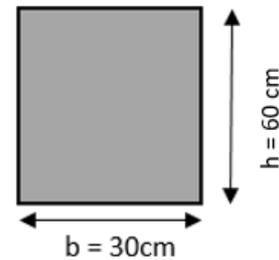
La largeur de la poutre doit être : $\frac{1}{3} \times h \leq b \leq 0,8 h$ [3]

$$20 \leq b \leq 48$$

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

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du [RPA99V2003/A.5.1]

- $b \geq 20 \text{ cm}$. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$. $\Rightarrow h = 60\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $\Rightarrow \frac{h}{b} = 2 < 4$ vérifiée.



Donc on adopte pour les poutres principales 02 les dimensions suivantes $(30 \times 60) \text{ cm}^2$.

II.3.1.2. Poutres secondaires

Pour la poutre secondaire $L_{\text{max}} = 4,2 \text{ m}$

$$\frac{4,2}{15} \leq h \leq \frac{4,2}{10} \rightarrow 0,28 \leq h = 0,35 \leq 0,42$$

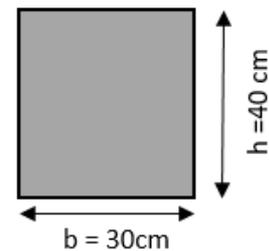
On prend : $h = 40 \text{ cm}$

La largeur de la poutre $\frac{1}{3} \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$

$$13,33 \leq b \leq 32 \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}.$$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du [RPA99V2003/A.5.1]

- $b \geq 20 \text{ cm}$. $\Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$. $\Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4$ $\Rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 < 4$ vérifiée.



Donc on adopte pour les poutres secondaires les dimensions suivantes $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.3.2. Les voiles

Le voile est un élément de contreventement qui doit reprendre les actions dues aux vents et du séisme pré-dimensionner en fonction de la hauteur d'étage selon les règles parasismiques algériennes [RPA99/V2003/A.7.7.1].

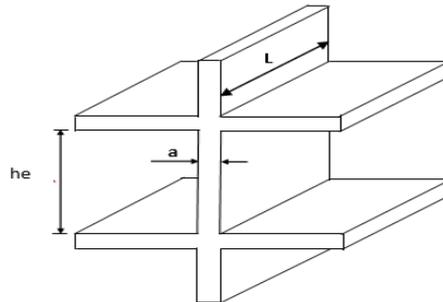


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation.

On les considère comme des éléments linéaires avec :

$$L \geq 4a \quad [1]$$

Avec :

- L : Longueur du voile.
- a : Épaisseur du voile qui a pour valeur minimale 15 cm.

$$L \geq 4 \times 15 \quad \rightarrow L \geq 60 \text{ cm}$$

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique si dessous. [1]

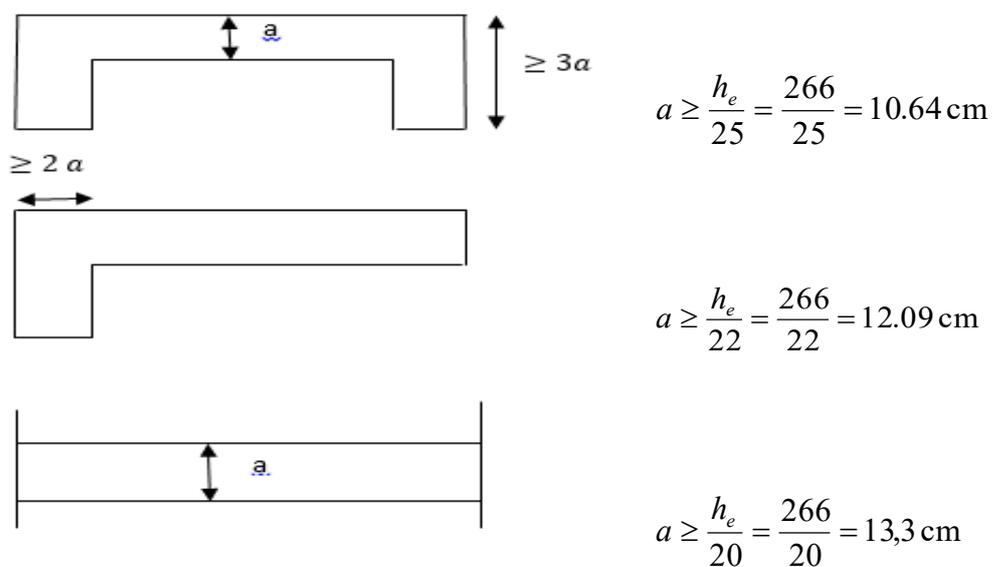


Figure II.7 : Coupe de voile en plan.

$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$ pour RDC et l'étage courant

$$a \geq \max\left\{\frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}; 15\text{cm}\right\} \quad [1]$$

$$a \geq \max\{13.3; 12.09; 10.64; 15\text{cm}\} \rightarrow \mathbf{a=15\text{cm}}$$

On adopte des voiles avec une épaisseur **a=18cm**, avec une portée minimale égale à 60 cm.

II.4. Descente des charges :

- Charges permanentes et d'exploitation [4]
- **Plancher terrasse inaccessible**

Tableau II.1 : Charges permanente et d'exploitation du plancher terrasse inaccessible .

Matériau	(e) m	Poids volumique (KN /m ³)	G (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Étanchéité multicouche	0.03	6	0.18
Béton en pente (forme de pente de 2%)	0.1	22	2.2
Isolation thermique en polystyrène	0.04	4	0.16
Plancher en corps creux (16+4) cm	0.2	25	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
		Q= 1(KN/m²)	G =6.59(KN/m²)

- **Plancher étage courant**

Tableau II.2 : Charges permanente et d'exploitation du plancher étage courant.

Matériau	(e) m	Poids volumique (KN /m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lite de sable	0.02	18	0.36
Mures intérieur	0.1	10	1
Plancher en corps creux (16+4) cm	0.2	25	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
		Q= 1.5 (KN/m²)	G =5.25 (KN/m²)

➤ Dalle pleine de la terrasse inaccessible

Tableau II.3 : Charges permanente et d'exploitation de la dalle pleine de la terrasse.

Matériau	(e) m	Poids volumique (KN /m ³)	G (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Étanchéité multicouche	0.03	6	0.18
Béton en pente (forme de pente de 2%)	0.1	22	2.20
Isolation thermique en polystyrène	0.04	4	0.16
Dalle pleine en béton arme.	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	20	0.4
		Q= 1 (KN/m²)	G = 7,69(KN/m²)

➤ Dalle pleine de l'étage courant

Tableau II.4 : Charges permanente et d'exploitation de la dalle pleine d'étage courant.

Matériau	(e) m	Poids volumique (KN /m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lite de sable	0.02	18	0.36
Dalle plain en béton arme.	0.15	25	3.75
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Mure intérieur	0.1	10	1
		Q= 1.5 (KN/m²)	G = 6,15 (KN/m²)

➤ Balcon

Tableau II.5 : Charge permanente et d'exploitation du balcon.

Matériau	(e) m	Poids volumique (KN /m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lite de sable	0.02	18	0.36
Dalle plain en béton arme.	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	20	0.4
		Q= 3.5 (KN/m²)	G =5.35 (KN/m²)

➤ Les escaliers

• Paillasse (volée)

Tableau II.6 : Charges permanente et d'exploitation de la paillasse.

Matériau		(e) m	Poids volumique (kN /m ³)	G (kN/m ²)
Revêtement carrelage	H	0.02	22	0.44
	V	$\frac{0.17}{0.3} \times 0.02$	22	0.25
mortier de pose	H	0.02	20	0.40
	V	$\frac{0.17}{0.3} \times 0.02$	20	0.23
Poids de marche		$\frac{0.17}{2}$	25	2.12
Dalle plain en béton arme.		$0.15 / \cos(31.98)$	25	4.42
Gard corps		/	/	1
Enduit ciment		0.02	20	0.4
			Q= 2.5 (kN/m²)	G =8.96 (kN/m²)

• Paliers

Tableau II.7 : Charges permanente et d'exploitation du palier.

Matériau	(e) m	Poids volumique (kN /m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lite de sable	0.02	18	0.36
Dalle plain en béton arme.	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	20	0.4
		Q= 2.5 (kN/m²)	G =5.35 (kN/m²)

➤ **Mur extérieur en maçonnerie**

Tableau II.8 : Charge permanente et d'exploitation du Mur extérieur en maçonnerie.

Matériau	(e) m	Poids volumique (kN /m ³)	G (kN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuses	0.15	9	1.35
Lame d'aire	/	/	/
Brique creuses	0.1	9	0.9
Enduit intérieur en ciment	0.02	18	0.36
			G =2.97 (kN/m²)

II.5. Prédimensionnements de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est sollicité par deux efforts importants :

- ✓ Effort vertical qui est son poids propre.
- ✓ Effort horizontal due à la main courante, créant un moment fléchissant.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

❖ La surface :

$$S = s_1 + s_2 + s_3$$

$$S = 10 \times 60 + 10 \times 5 + \frac{10 \times 5}{2} \rightarrow S = 0.0675 \text{ m}^2$$

❖ Poids propre :

$$G = \gamma_b \times s \times 1m$$

$$G = 25 \times 0.0675 \times 1m \rightarrow G = 1.68 \text{ kN/ml}$$

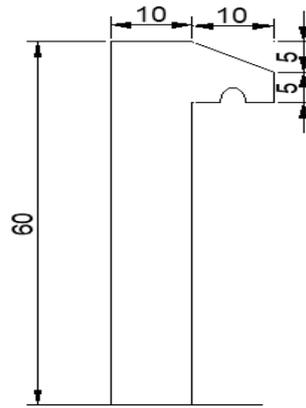


Figure II.8 : Vue en élévation de l'acrotère.

❖ Poids enduit ciments :

a) Poids enduit ciments extérieur (e=1.5cm)

$$G = \rho \times e \times h \rightarrow G = 20 \times 0.015 \times 0.6 \rightarrow G = 0.18 \text{ kN/ml}$$

b) Poids enduit ciments intérieur (e = 2 cm)

$$G = \rho \times e \times h \rightarrow G = 20 \times 0.02 \times 0.6 \rightarrow G = 0.24 \text{ kN/ml}$$

➤ l'acrotère

Tableau II.9 : Charge permanente et d'exploitation de l'acrotère.

Constituants	Poids (KN/ml)
Poids propre	1.68
Poids enduit ciments extérieur	0.18
Poids enduit ciments intérieur	0.24
Q= 1 (KN/m ²)	G= 2.1075 KN/ml

II.6. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux ayant pour le but la transmission des charges des planchers aux fondations. Leur prédimensionnement fait selon les règles parasismiques algériennes RPA 99/V2003 ainsi que par les conditions du BAEL91V99.

Pour le prédimensionnement, on a sélectionné trois types de poteaux en fonction des surfaces de planchers afférentes, ces types sont montrés sur la figure II.15.

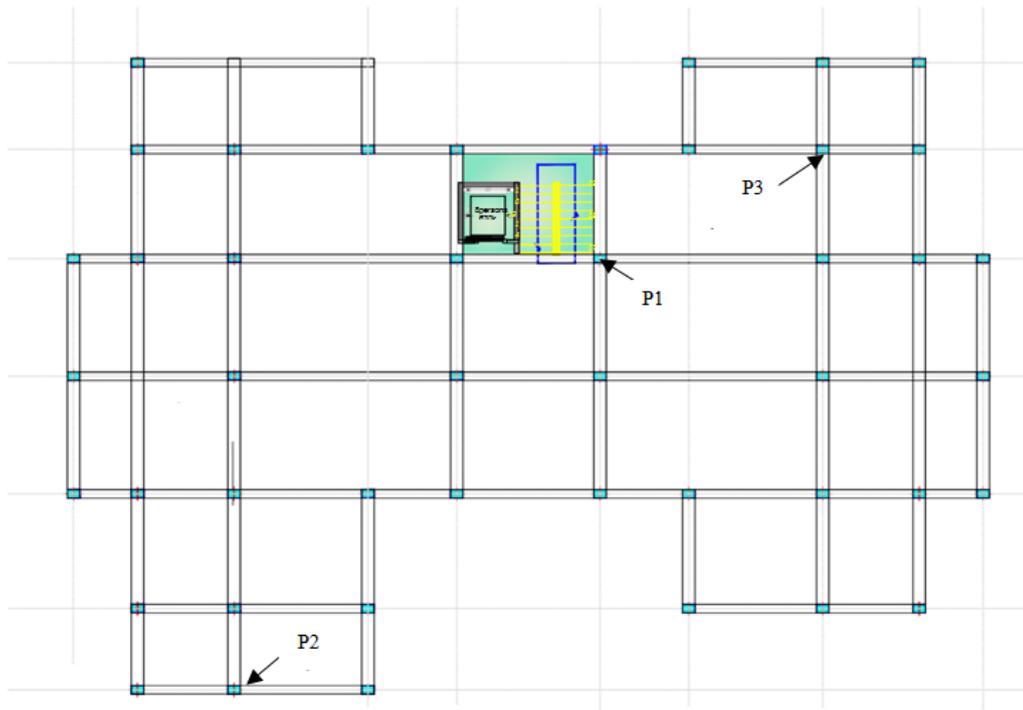


Figure II.9 : Les poteaux choisis .

Pour chaque type de ces poteaux on détermine la section en fonction de l'effort normal ultime reçu.

II.6.1. La descente des charges

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer les différentes actions (charges et surcharges) revenant à un élément porteur du niveau le plus haut jusqu'au niveau le plus bas de la structure jusqu'à la fondation, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

➤ La loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 3...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment [4].

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- ❖ Sous toit ou terrasse Q_0
- ❖ Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$
- ❖ Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
 (étage 3)..... $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
 (étage 4)..... $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
 (étage n)..... $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

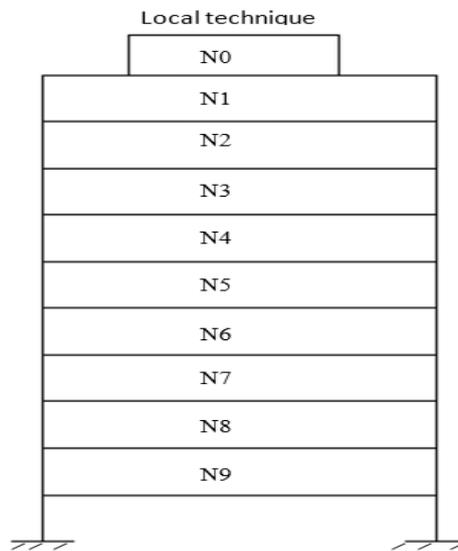


Figure II.10 : La dégression des charges.

- Nous pouvons distinguer trois types de poteaux selon leurs sollicitations (deux poteaux centraux et poteau de rive).

Tableau II.10 : La dégression des Surcharges.

Étage	Surcharge	\sum Surcharge
Local technique	Q_0	$\sum_0 Q_0$
Étage 09	Q_{01}	$\sum_1 Q_0 + Q_1$
Étage 08	Q_{02}	$\sum_2 Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
Étage 07	Q_{03}	$\sum_3 Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Étage 06	Q_{04}	$\sum_4 Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Étage 05	Q_{05}	$\sum_5 Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Étage 04	Q_{06}	$\sum_6 Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
Étage 03	Q_{07}	$\sum_7 Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
Étage 02	Q_{08}	$\sum_8 Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
Étage 01	Q_{09}	$\sum_9 Q_0 + 0.67(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
RDC	Q_{10}	$\sum_{10} Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

➤ **Calcul de l'effort normal**

❖ Effort normal à ELU : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

❖ Vérification de flambement

D'après le (CBA 93), on doit vérifier :

$$N_{ultime} \leq \overline{N}_u = \alpha \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} \quad [2]$$

Avec:

- \overline{N}_u : Effort normal ultime.
- A_s : Section d'acier comprimé prend en compte dans le calcul.
- B_r : Section réduite du poteau $B_r = (a-2)(b-2)$.
- f_{c28} : la contrainte de compression du béton à 28 jours

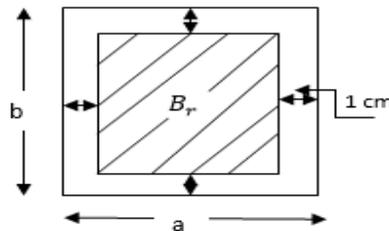


Figure II.11 : Sections réduites du poteau.

- $\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurités du béton.
- $\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurités de l'acier.
- α : coefficient fonction de l'élançement mécanique λ :

$$\alpha = \frac{0.85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \quad [2]$$

$$\text{Avec } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

$$\alpha = 0,60 \frac{(50)^2}{\lambda} \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \quad [2]$$

Pour les sections rectangulaires il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

❖ **Majoration de l'effort normal :**

les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées doivent être majorés de 10 %. [2]

$$N_{\text{ultime}} = 1,1 N_u$$

$$\text{Donc } B_r \geq \left(\frac{1.1\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s}{B_r} \times f_{su}} \right)$$

$$A_s = A_{\text{min}}^{\text{RPA}} = 0,8\% B_r \quad \text{pour la zone IIa} \quad [1]$$

Donc on peut simplifier la formule de la section réduite par :

$$B_r \geq \left(\frac{1.32 \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.0068 \times f_{su}} \right)$$

- $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec (l_f longueur de flambement)

$$l_f = 0.7 l_0 \quad [3]$$

Si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encastré dans un massif de fondation
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur (E.I) que Lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

II.6.1.1. Poteau central C6 :

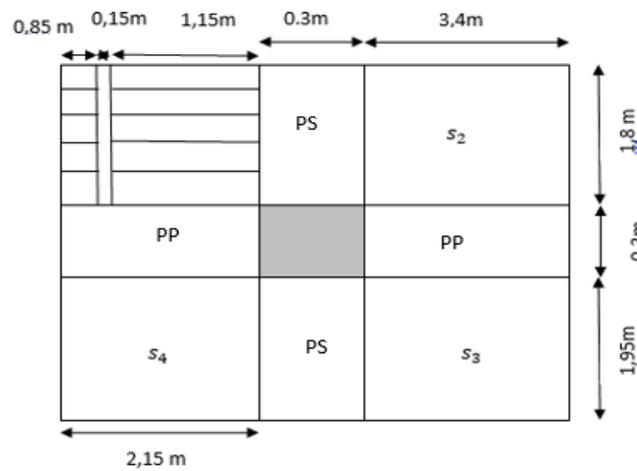


Figure II.12 : Surfaces afférentes du poteau C6.

❖ Surface étage courant :

- Corps creux :

$$S_{\text{étage courant}} = S_2 + S_3$$

$$S_{\text{étage courant}} = (3,4 \times 1,8) + (3,4 \times 1,95) \quad \rightarrow \quad S_{\text{étage courant}} = 12,75 \text{ m}^2$$

- Dalle pleine :

$$s_4 = (2,15 \times 1,95) \quad \rightarrow \quad s_4 = 4,19 \text{ m}^2$$

- Surface de l'escalier :

$$S_{\text{escalier}} = (2,15 - 0,15) \times 1,8 \quad \rightarrow \quad S_{\text{escalier}} = 3,6 \text{ m}^2$$

❖ Surface terrasse inaccessible :

$$S_{\text{terrasse inaccessible}} = S_{\text{étage courant}} + S_{\text{escalier}}$$

$$S_{\text{terrasse inaccessible}} = 12,75 + 4,19 + 3,6 \quad \rightarrow \quad S_{\text{terrasse inaccessible}} = 20,54 \text{ m}^2$$

❖ Surface de la locale technique :

$$S_{\text{locale technique}} = 2,25 \times 1,9 \quad \rightarrow \quad S_{\text{locale technique}} = 4,27 \text{ m}^2$$

Charge permanente et d'exploitation :

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6,59 \times S_{terrasse\ inaccessible} \quad G = 6,59 \times 20,54 \quad \rightarrow \quad G = 135,35 \text{ kN}$$

$$Q = 1 \times S_{terrasse\ inaccessible} \quad Q = 1 \times 20,54 \quad \rightarrow \quad Q = 20,54 \text{ kN}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,25 \times S_{cc} + 6,15 \times S_{dp} \quad G = 5,25 \times 12,75 + 4,19 \times 6,15 \quad \rightarrow \quad G = 92,70 \text{ kN}$$

$$Q = 1,5 \times S_{etage\ courant} \quad Q = 1,5 \times 16,94 \quad \rightarrow \quad Q = 25,41 \text{ kN}$$

❖ **L'Escalier :**

$$G = 8,96 \times S_{escalier} \quad G = 8,96 \times 3,60 \quad \rightarrow \quad G = 32,25 \text{ kN}$$

$$Q = 2,5 \times S_{escalier} \quad Q = 2,5 \times 3,60 \quad \rightarrow \quad Q = 9 \text{ kN}$$

❖ **locale technique :**

$$G = 7,69 \times S_{locale\ technique} \quad G = 7,69 \times 4,27 \quad \rightarrow \quad G = 32,83 \text{ kN}$$

$$Q = 1 \times S_{locale\ technique} \quad Q = 1 \times 4,27 \quad \rightarrow \quad Q = 4,27 \text{ kN}$$

❖ **Poutre principale :**

$$G_{PP} = \gamma_b \times b \times h \times l$$

$$G_{PP} = 25 \times 0,3 \times (0,4 \times 2,15 + 0,6 \times 3,4) \quad \rightarrow \quad G = 21,75 \text{ kN}$$

❖ **Poutre secondaire :**

$$G_{PS} = \gamma_b \times b \times h \times l$$

$$G_{PS} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times (1,8 + 1,95) \quad \rightarrow \quad G = 11,25 \text{ kN}$$

❖ **Poutre :**

$$G_{poutre} = G_{PP} + G_{PS} \quad G_{poutre} = 21,75 + 11,25 \quad \rightarrow \quad G_{poutre} = 33 \text{ kN}$$

❖ **Poteau étage :**

$$G = \gamma_b \times B_r \times h \quad G = 25 \times B_r \times 3,06 \quad \rightarrow \quad G = 76,5 B_r \text{ kN}$$

❖ **Poteau local technique :**

$$G = \gamma_b \times B_r \times h \quad G = 25 \times B_r \times 2,60 \quad \rightarrow \quad G = 65 B_r \text{ kN}$$

❖ **Mur extérieur :**

$$G = 2,97 \times (2,60 - 0,4) \times 1,8 \quad \rightarrow \quad G = 11,76 \text{ Kn}$$

➤ La Descente des charges

Tableau II.11 : Descente des charges du poteau C6.

	Éléments	G(KNI)	Q(kN)	G(kN)	Qt(KN)
locale technique	locale technique	32.83	4,27	65.83	4.27
	Poutre	33			
N0	locale technique	65.83	4,27	241.68+65Br	24,81
	plancher terrasse	135,35	20,54		
	Poteau	65Br			
	Poutre	33			
	mur extérieur	11.76			
N1	N0	241.68+65Br	24,81	399.63+141.5Br	69,649
	étage courant	92.70	25,41		
	Poteau	76.5 Br			
	Poutre	33			
	escalier	32.25	9		
N2	N1	399.63+141.5Br	69,649	557.58+218Br	97,177
	étage courant	92.70	25,41		
	Poteau	76.5 Br			
	Poutre	33			
	escalier	32.25	9		
N3	N2	557.58+218Br	97,177	715.53+294.5Br	121,264
	étage courant	92.70	25,41		
	Poteau	76.5 Br			
	Poutre	33			
	escalier	32.25	9		
N4	N3	715.53+294.5Br	121,264	873.48+371Br	141,91
	étage courant	92.70	25,41		
	Poteau	76.5 Br			
	Poutre	33			
	escalier	32.25	9		
N5	N4	873.48+371Br	141,91	1031.43+447.5Br	159,115
	étage courant	92.70	25,41		
	Poteau	76.5 Br			
	Poutre	33			
	escalier	32.25	9		
N6	N5	1031.43+447.5Br	159,115	1189.38+524Br	176,25
	étage courant	92.70	25,41		
	Poteau	76.5 Br			
	Poutre	33			
	escalier	32.25	9		
N7	N6	1189.38+524Br	176,25	1347.33+600.5Br	194,21
	étage courant	92.70	25,41		
	Poteau	76.5 Br			

	Poutre escalier	33 32.25	9		
N8	N7 étage courant	1347.33+600.5Br 92.70	194,21 25,41	1505.28+677Br	211,76
	Poteau	76.5 Br			
	Poutre escalier	33 32.25	9		
	N8 étage courant	1505.28+677Br 92.70	211,76 25,41		
N9	Poteau	76.5 Br		1663.23+753.5Br	227,935
	Poutre escalier	33 32.25	9		

➤ **Calcul de l'effort normal :**

❖ Effort normal a ELU :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$N_u = 1,35 \times (1663.23 + 753.5Br) + 1,5 \times 227,935$$

$$N_u = 2587.26 + 1017.22 Br$$

➤ **Dimensionnement des poteaux :**

$$N_{ultime} \leq \bar{N}_u = \alpha \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} \quad [2]$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \quad [2]$$

Avec: $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$

Pour les sections rectangulaires il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$.

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 \rightarrow \beta = 1.2$$

$$B_r \geq \left(\frac{1.1 \times 1.2 \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times 0.8\% \times f_{su}} \right)$$

$$B_r \geq \left(\frac{1.32 \times (2587.26 + 1017.22 Br)}{\left(\frac{14.2}{0.9} + 0.0068 \times 348 \right) \times 10^3} \right) \rightarrow B_r = 2030 \text{ cm}^2$$

❖ Pour la section carrée on a :

$$Br = (a - 2cm) \times (a - 2cm) \geq 2030 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad a = 47.05 \text{ cm}$$

Donc la section adoptée du poteau : $(a \times a) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

$$N_u = 2680.37 + 830 Br \quad \rightarrow N_u = 2887.87 \text{ KN}$$

❖ **Majoration de l'effort normal :**

$$N_{ultime} = 1,1 N_u = 1,1 \times 2887.87 \quad \rightarrow N_{ultime} = 3176.66 \text{ KN}$$

❖ **Vérification de flambement :**

Section réduit du poteau : $B_r = (a-2) (b-2)$

$$B_r = (50-2) (50-2) \rightarrow B_r = 2304\text{cm}^2$$

- **Rayon de giration** $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec $I = \frac{bh^3}{12}$

$$i = \sqrt{\frac{5.20 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,50}} \rightarrow i = 0,14$$

- **Longueur de flambement** $\lambda = \frac{0.7 l_0}{i}$

$$\lambda = \frac{0.7 \times 3,06}{0,14} \rightarrow \lambda = 15.30 \leq 50$$

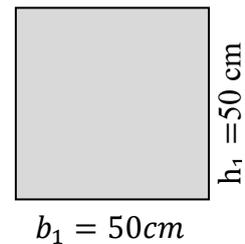
Donc le poteau ne risque pas de flambement.

$$N_{ultime} \leq \bar{N}_u = \alpha \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

$$N_{ultime} = 3176.66 \text{ KN} \leq \bar{N}_u = 3457.73 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification selon RPA99 version 2003 article [A 7.4.1] :

- Min (b_1, h_1) = (50, 50) \geq 25 cm Condition vérifiée
- Min (b_1, h_1) = (50, 50) \geq $\frac{h_e}{20} = 13.3$ Condition vérifiée
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 < 4$ Condition vérifiée



Poteau01 : ($b \times h$) = (50 \times 50) cm^2

II.6.1.2. Poteau G3 :

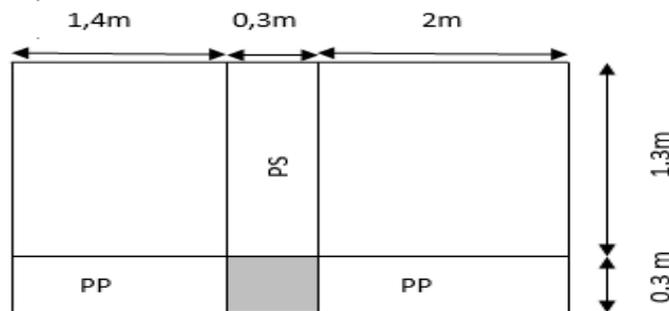


Figure II.13 : Surfaces afférentes du poteau G3.

❖ **Surface terrasse inaccessible et étage courant :**

$$S_{terrasse\ inaccessible} = S_{etage\ courant}$$

$$S_{terrasse\ inaccessible} = s_1 + s_2$$

$$S_{terrasse\ inaccessible} = (1,4 \times 1,3) + (2 \times 1,3)$$

$$\rightarrow S_{terrasse\ inaccessible} = S_{etage\ courant} = 4,42 \text{ m}^2$$

➤ **Charge permanente et d'exploitation :**

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6,59 \times S_{terrasse} \quad G = 6,59 \times 4,42 \quad \rightarrow \quad \mathbf{G = 29,13kN}$$

$$Q = 1 \times S_{terrasse} \quad Q = 1 \times 4,42 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Q = 4,42kN}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,25 \times S_{etage\ courant} \quad G = 5,25 \times 4,42 \quad \rightarrow \quad \mathbf{G = 23,20kN}$$

$$Q = 1,5 \times S_{etage\ courant} \quad Q = 1,5 \times 4,42 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Q = 6,63kN}$$

❖ **Poutre principale :**

$$G_{PP} = \gamma_b \times b \times h \times l \quad G_{PP} = 25 \times 0,3 \times 0,5 \times (1,4+2) \quad \rightarrow \quad \mathbf{G = 12,75kN}$$

❖ **Poutre secondaire :**

$$G_{PS} = \gamma_b \times b \times h \times l \quad G_{PS} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 1,3 \quad \rightarrow \quad \mathbf{G = 3,9kN}$$

❖ **Poutre :**

$$G_{poutre} = G_{PP} + G_{PS} \quad G_{poutre} = 12,75 + 3,9 \quad \rightarrow \quad \mathbf{G_{poutre} = 16,65kN}$$

❖ **Poteau :**

$$G = \gamma_b \times b \times h \times l \quad G = 25 \times Br \times 3,06 \quad \rightarrow \quad \mathbf{G = 76,5 Br\ kN}$$

❖ **Mur extérieur :**

$$G = 2,97 \times ((3,06-0,4) \times 1,4 + (3,06-0,4) \times 2)) \quad \rightarrow \quad \mathbf{G = 26,86kN}$$

➤ **La descente des charges :**

Tableau II.12 : Descente des charges du poteau G3.

	Éléments	G(kN)	Q(kN)	Gt(kN)	Qt(kN)
N0	Plancher terrasse	29,13	4,42	45,78	4,42
	poutre	16,65			
N1	N0	45,78	4,42	112,49+76,5Br	11,05
	étage courant	23,20	6,63		
	poteau	76,5 Br			
	poutre	16,65			
	mur extérieur	26,86			
N2	N1	112,49+76,5Br	11,05	179,20+153Br	17,68
	étage courant	23,20	6,63		
	poteau	76,5 Br			
	poutre	16,65			
	mur extérieur	26,86			
N3	N1	179,20+153Br	17,68	245,91+229,5Br	24,31
	étage courant	23,20	6,63		
	Poteau	76,5 Br			
	Poutre	16,65			
	mur extérieur	26,86			
	N2	245,91+229,5Br	24,31		30,94

N4	étage courant	23,20	6,63	312.62+306Br	
	Poteau	76.5 Br			
	Poutre	16,65			
	mur extérieur	26.86			

➤ **Calcul de l'effort normal :**

❖ Effort normal à ELU :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$N_u = 1,35 \times (312.62 + 306Br) + 1,5 \times 30.94$$

$$N_u = 468.45 + 413.1 Br$$

➤ **Dimensionnement des poteaux :**

$$B_r \geq \left(\frac{1.1 \times 1.2 \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times 0.8\% \times f_{su}} \right)$$

$$B_r \geq \left(\frac{1.32 \times (468.45 + 413.1 Br)}{\left(\frac{14.2}{0.9} + 0.0068 \times 348 \right) \times 10^3} \right) \rightarrow B_r = 350 \text{ cm}^2$$

❖ Pour la section carrée on a

$$B_r = (a - 2 \text{ cm}) \times (a - 2 \text{ cm}) \geq 350 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 20.70 \text{ cm}$$

Donc la section adoptée du poteau : (a × a) = (30 × 30) cm²

$$N_u = 498.687 + 413.1 Br \rightarrow N_u = 531.07 \text{ KN}$$

❖ **Majoration de l'effort normal :**

$$N_{\text{ultime}} = 1,1 N_u = 1,1 \times 531.07 \rightarrow N_{\text{ultime}} = 584.18 \text{ KN}$$

❖ **Vérification de flambement :**

Section réduit du poteau :

$$B_r = (30 - 2) (30 - 2) \rightarrow B_r = 784 \text{ cm}^2$$

• **Rayon de giration**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{6.75 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.30}} \rightarrow i = 0,27$$

• **Longueur de flambement** $\lambda = \frac{0.7 l_0}{i}$

$$\lambda = \frac{0.7 \times 3,06}{0,27} \rightarrow \lambda = 7.93 \leq 50$$

Donc le poteau ne risque pas de flambement.

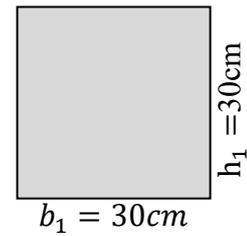
$$N_{\text{ultime}} \leq \overline{N}_u = \alpha \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

$$N_{\text{ultime}} = 584.18 \text{ KN} \leq \overline{N}_u = 1221.89 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification selon RPA99version 2003 article [A 7.4.1] :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) = (30, 30) \geq 25 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée} \\ \text{Min}(b_1, h_1) = (30, 30) \geq \frac{h_e}{20} = 13.3 & \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 < 4 & \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Poteau02 : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$



II.6.3. Poteau B8 :

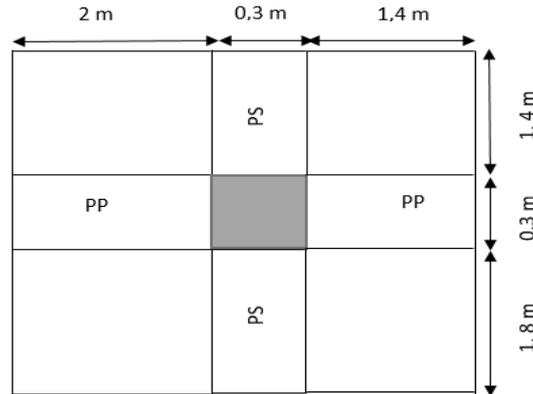


Figure II.14 : Surfaces afférentes du poteau B8.

❖ **Surface étage courant :**

$$S_{\text{étage courant}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{étage courant}} = (1,4 \times 2) + (1,4 \times 1,4) + (1,8 \times 2) + (1,8 \times 1,4)$$

$$\rightarrow S_{\text{étage courant}} = 10,88 \text{ m}^2$$

❖ **Surface terrasse inaccessible :**

$$S_{\text{terrasse inaccessible}} = 10,88 \text{ m}^2$$

Charge permanente et d'exploitation :

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6,59 \times S_{\text{terrasse}} \quad G = 6,59 \times 10,88 \quad \rightarrow \quad G = 71,70 \text{ kN}$$

$$Q = 1 \times S_{\text{terrasse inaccessible}} \quad Q = 1 \times 10,88 \quad \rightarrow \quad Q = 10,88 \text{ kN}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$G = 5,25 \times S_{\text{étage courant}} \quad G = 5,25 \times 10,88 \quad \rightarrow \quad G = 57,12 \text{ kN}$$

$$Q = 1,5 \times S_{\text{étage courant}} \quad Q = 1,5 \times 10,88 \quad \rightarrow \quad Q = 16,32 \text{ kN}$$

❖ **Poutre principale :**

$$G_{PP} = \gamma_b \times b \times h \times l \quad G_{PP} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times (2 + 1,4) \quad \rightarrow \quad G = 10,20 \text{ kN}$$

❖ **Poutre secondaire :**

$$G_{PS} = \gamma_b \times b \times h \times l \quad G_{PS} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times (1,8 + 1,4) \quad \rightarrow \quad G = 9,6 \text{ kN}$$

❖ Poutre :

$$G_{poutre} = G_{PP} + G_{PS} \quad G_{poutre} = 10,20 + 9,6 \quad \rightarrow \quad G_{poutre} = 19,80\text{kN}$$

❖ Poteau :

$$G = \gamma_b \times b \times h \times l \quad G = 25 \times Br \times 3,06 \quad \rightarrow \quad G = 76.5Br\text{kN}$$

➤ La Descente des charges :

Tableau II.13 : Descente des charges du poteau B8.

	Éléments	G (kN)	Q (kN)	Gt (kN)	Qt (kN)
N0	plancher terrasse	71.70	10.88	91.5	10.88
	Poutre	19.80			
N1	N0	91.5	10.88		
	étage courant	57.12	16.32	168.46+76.5Br	27.2
	Poteau	76.5Br			
N2	Poutre	19.80			
	N1	168.46+76.5Br	27.20		
	étage courant	57.12	16.32	245.38+153Br	41.888
N3	Poteau	76.5Br			
	Poutre	19.80			
	N2	245.38+153Br	41.888		
N4	étage courant	57.12	16.32	322.34+229.5Br	54.944
	poteau	76.5Br			
	Poutre	19.80			
N5	N3	322.34+229.5Br	54.944		
	étage courant	57.12	16.32	399.30+306Br	66.368
	Poteau	76.5Br			
N6	Poutre	19.80			
	N4	399.30+306Br	66.368		
	étage courant	57.12	16.32	476.26+382.5Br	76.16
N7	Poteau	76.5Br			
	Poutre	19.80			
	N5	476.26+382.5Br	76.16		
N8	étage courant	57.12	16.32	553.22+459Br	84.32
	Poteau	76.5Br			
	Poutre	19.80			
N9	N6	553.22+459Br	84.32		

N7	étage courant	57.12	16.32	630.18+535.5Br	92.447
	Poteau	76.5Br			
	Poutre	19.80			
N8	N7	630.18+535.5Br	92.447		
	étage courant	57.12	16.32	707.14+612Br	100.966
	Poteau	76.5Br			
N9	Poutre	19.80			
	Poteau	76.5Br			
	étage courant	57.12	16.32	784.1+688.5Br	109.2896

➤ **Calcul de l'effort normal :**

❖ Effort normal à ELU :

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$N_u = 1,35 \times (784.1 + 688.5Br) + 1,5 \times 109.2896$$

$$N_u = 1222.47 + 929.475 Br$$

➤ **Dimensionnement des poteaux :**

$$B_r \geq \left(\frac{1.1 \times 1.2 \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \times 0.8\% \times f_{su}} \right)$$

$$B_r \geq \left(\frac{1.32 \times (1222.47 + 929.475 Br)}{\left(\frac{14.2}{0.9} + 0.0068 \times 348 \right) \times 10^3} \right) \quad B_r = 943 cm^2$$

❖ Pour la section carrée on a :

$$B_r = (a - 2cm) \times (a - 2cm) \geq 943 cm^2$$

$$a = 32.70 cm$$

Donc la section adoptée du poteau : (a × a) = (40 × 40) cm²

$$N_u = 1347.6684 + 929.475 Br$$

$$N_u = 1481.88 KN$$

❖ **Majoration de l'effort normal :**

$$N_{ultime} = 1,1 N_u = 1,1 \times 1481.88 \quad \rightarrow N_{ultime} = 1630.07 KN$$

❖ **Vérification de flambement :**

Section réduit du poteau :

$$B_r = (a-2)(b-2) \quad B_r = (40-2)(40-2) \quad \rightarrow B_r = 1444 cm^2$$

- Rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{2.1 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.40}} \rightarrow i = 0,11$$

- Longueur de flambement :

$$\lambda = \frac{0.7 \times 3,06}{0,11} \rightarrow \lambda = 19.47 \leq 50$$

Donc le poteau ne risque pas de flambement.

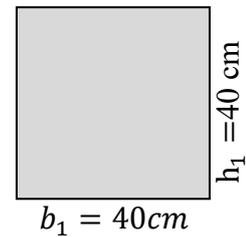
$$N_{ultime} \leq \overline{N}_u = \alpha \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

$$N_{ultime} = 1630.07 \text{ KN} \leq \overline{N}_u = 2372.60 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification selon RPA99 version 2003 article [A 7.4.1] :

$$\begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) = (40, 40) \geq 25 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée} \\ \text{Min}(b_1, h_1) = (40, 40) \geq \frac{h_e}{20} = 13.3 & \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 < 4 & \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Poteau 03 : } (b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$$



CHAPITRE III

ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction :

Ce chapitre a pour objectif de calculé les éléments secondaires de notre ouvrage qui n'entrent pas dans le système de contreventement de la structure et ne possèdent donc pas la fonction porteuse, cette étude se fait pour les calculs des sollicitations les plus défavorables puis la détermination de la section des aciers nécessaires a respecté la réglementation du [BAEL91v99], [CBA93] ainsi que [RPA99V2003].

Ces éléments sont :

- ❖ Les plancher (à corps creux et les dalle pleine).
- ❖ les balcons.
- ❖ Les escaliers.
- ❖ L'ascenseur.
- ❖ L'acrotère.

III.2. Études des planchers :

Par définition Un plancher est une aire horizontale qui s'appuie sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...), séparant deux niveaux et assurant les fonctions principales suivantes :

- Il supporte son poids propre et les surcharges.
- Il transmet les charges verticales aux éléments porteurs et répartit les charges horizontales au système de contreventement assurant ainsi la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).
- Il garantit l'isolation thermique et phonique.

Pour notre projet on a adopté des planchers à corps creux et des dalles pleines.

III.2.1. Calcul des planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de poutrelle, d'une dalle de compression et de corps creux.

Le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

III.2.1.1. Étude des poutrelles

Dans le prédimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux de $h_t = 20cm$ d'épaisseur.

Avec :

- 16cm : hauteur du corps creux.
- 4cm : hauteur de la table de compression.

III.2.1.1.1. Méthode de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles on a le choix entre les deux méthodes suivantes :

- **La méthode forfaitaire.**
- **La méthode de CAQUOT.**

a) La méthode forfaitaire : [CBA93/annexe E2]

➤ **Principe :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Domaine d`application :**

Cette méthode est applicable pour que si les conditions suivant soient vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée $Q \leq (2 G ; 5 \text{ kN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives (l_i/l_{i+1}) est compris entre 0,8 et 1,25.

Avec :

- l_i, l_{i+1} : longueur entre nu d`appui de deux portées successives.
- Le moment d`inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- La fissuration est considéré comme peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

➤ **Description de la méthode :**

- **Les moments fléchissant :**

❖ **En travée :**

$$1) \quad M_t + \frac{|M_d| + |M_g|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right.$$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d`exploitations et permanentes.

$$2) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée de rive .} \\ M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

Avec:

- p : La charge répartie à l`état limite considéré.
- $M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$: Moment isostatique maximal de la travée indépendante.
- M_d : Moment sur l`appui droite de la travée considérée.

- M_g : Moment sur l'appui gauche de la travée considérée.
- M_t : Moment en travée de la travée considérée.
- l_i : Portée de la travée.

❖ **Sur appuis :**

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

$$\begin{cases} 0.6 \times M_0: & \text{pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5 \times M_0: & \text{pour les appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4 \times M_0: & \text{pour les appuis intermédiaire pour une à plus de trois travées} \end{cases}$$

• **Les efforts tranchants :**

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité avec :

$$V = V_0 + \frac{M_g \pm M_d}{l_i} \quad \text{avec} \quad V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

- M_g et M_d : sont des moments sur appuis.
- V_0 : L'effort tranchant isostatique.

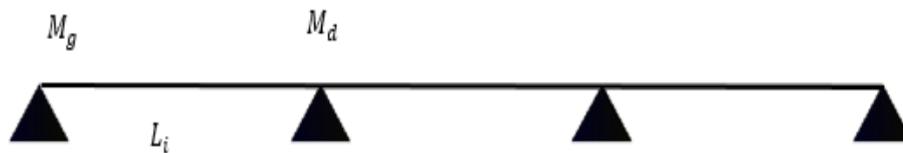


Figure III.1 : Schéma statique de la poutrelle.

- L'effort tranchant de l'appui de rive égale à 15% du l'effort tranchant isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$) . [2]

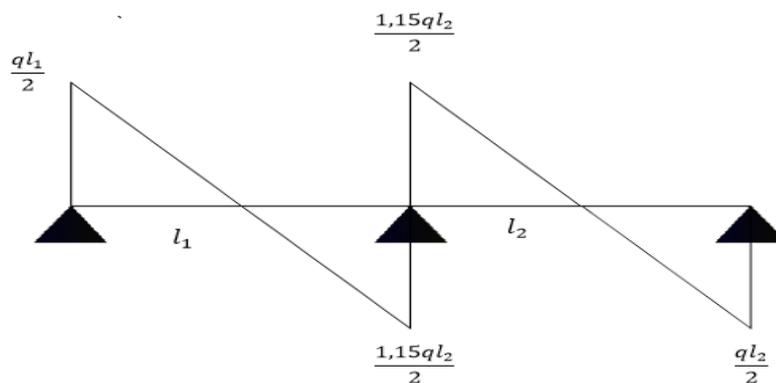


Figure III.2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre a deux travées.

- Les efforts tranchant des appuis voisins des appuis de rive doivent être majorés de 10 % du l'effort tranchant isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.10M_0$).

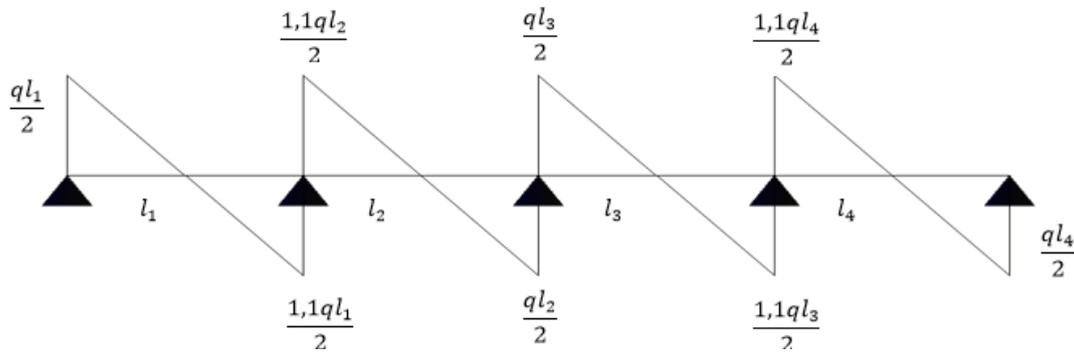


Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

b) La méthode de CAQUOT :

Principe :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{kN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

• **Description de la méthode :**

➤ **Les moments fléchissant :**

❖ **Sur appuis**

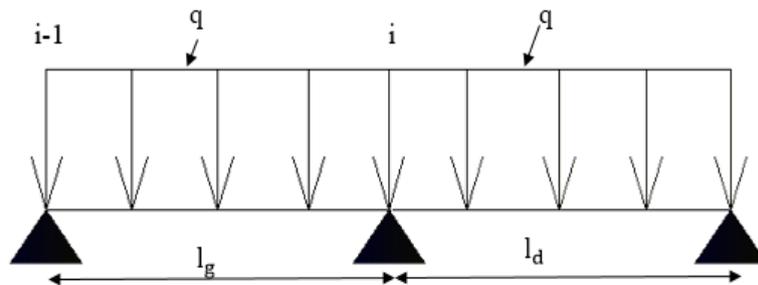


Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle.

$$M_i = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5(l_g + l_d)} \quad \text{avec} \quad \Gamma = \begin{cases} l & \text{travée de rive} \\ 0.8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

- Γ_g, Γ_d : Longueurs fictives à gauche et à droite.
- P_g, P_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

❖ En travée :

$$M_t(x) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

Le moment isostatique M_0 :

$$M_0(x) = \frac{P_u \times X}{2} (1 - x)$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g + M_d}{l \times P_u} \right]$$

• Évaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \qquad V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

III.2.1.1.2. Différents types de poutrelles :

Tableau III.1 : Différents types de poutrelles.

Types	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	
4 ^{eme} type	

Remarque :

- Pour le plancher terrasse on trouve les types suivantes (1, 2, 3).
- Pour le plancher étage courant on trouve les types suivantes (1, 2, 3,4).

III.2.1.1.3. Évaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

- À l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$
 $p_u = 0.65 \times q_u$
- À l'ELS : $q_s = G + Q$
 $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (kN/m ²)	p_u (kN/ml)	q_s (kN/m ²)	p_s (kN/ml)
Terrasse inaccessible	6.59	1	10.39	6.76	7.59	4.93
Étage courant	5.25	1.5	9.34	6.07	6.75	4.38

III.2.1.1.4. Calcul des sollicitations :

- Poutrelles de type 1 :

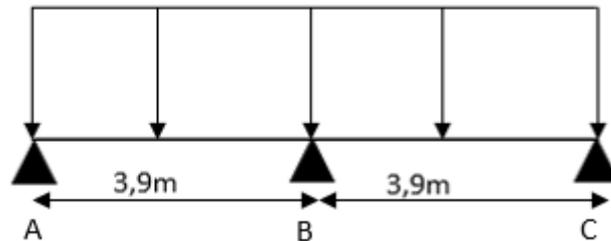


Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle type 01.

Choix de la méthode de calcul :

- Étage courant $G = 5.25$ (kN/m²) ; $Q = 1.5$ (kN/m²)
- $Q \leq (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$condition vérifiée.
- $0.8 < \frac{3.9}{3.9} = 1 < 1.25$condition vérifiée.
- Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées...condition vérifiée.
- La fissuration est considéré peut nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

Les conditions d'application de **la méthode forfaitaire étant vérifiées**, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 1 (étage courant)

❖ **Calcul des moments isostatiques :**

À l'ELU :

❖ **Moments en travée :**

$$M_0^{AB} = \frac{P_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{6.07 \times 3.9^2}{8} = 11.54 \text{ kN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{P_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{6.07 \times 3.9^2}{8} = 11.54 \text{ kN.m}$$

❖ **Moments sur les appuis :**

Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$

Appuis intermédiaire : $M_B = -0.6 \times M_0 = -0.6 \times 11.54 = -6.92 \text{ kN.m}$

❖ **Les moments fléchissant en travées :**

$$M_t + \frac{|M_d| + |M_g|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive .} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{Q}{(Q+G)} = \frac{1.5}{(1.5+5.25)} = 0.222$$

$$(1+0.3\alpha) = 1.066 ; (1.2+0.3\alpha) / 2 = 0.633 ; (1+0.3\alpha) / 2 = 0.533.$$

Travée de rive AB

$$M_t + \frac{0+6.92}{2} \geq \max[(1.066 \times 11.54); (1.05 \times 11.54)]$$

$$M_t + 3.46 = \max (12.30 ; 12.11) \quad \rightarrow M_t \geq 8.84 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 = 0.633 \times 11.54 = 7.30 \text{ kN} \quad \rightarrow M_t \geq 7.30 \text{ kN.m}$$

On adopte : $M_t^{AB} = 8.84 \text{ kN.m}$

Travée de rive BC

$$M_t + \frac{6.92+0}{2} \geq \max[(1.066 \times 11.54); (1.05 \times 11.54)]$$

$$M_t + 3.46 = \max (12.30; 12.11) \quad \rightarrow M_t \geq 8.84 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 = 0.633 \times 11.54 = 7.30 \text{ kN} \quad \rightarrow M_t \geq 7.30 \text{ kN.m}$$

On adopte : $M_t^{BC} = 8.84 \text{ kN.m}$

• **Les efforts tranchants :**

Travée AB:

$$V_A = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{6.07 \times 3.9}{2} = 11.83 \text{ kN}$$

$$V_B = -13.60 \text{ kN}$$

Travée BC:

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times L}{2} = 1.15 \times \frac{6.07 \times 3.9}{2} = \mathbf{13.60kN} \quad V_C = \mathbf{11,83kN}$$

On résume les résultats dans les tableaux suivants :

Tableau III.3 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher étage courant type 01.

Travée	L(m)	P _u (kN/ml)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g (KN)	V _d (kN)
AB	3.90	6.07	11.54	0	-6.92	8.84	11.83	-13.60
BC	3.90	6.07	11.54	-6.92	0	8.84	13.60	-11,83

Tableau III.4 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher étage courant type 01.

Travée	L(m)	P _s (kN/ml)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g (KN)	V _d (kN)
AB	3.90	4.38	8.32	0	-4,99	6,37	8.54	-9,82
BC	3.90	4.38	8.32	-4,99	0	6,37	9,82	-8,54

➤ **Terrasse inaccessibles** G =6,59 (kN/m²) ; Q=1 (kN/m²)

- $Q \leq (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$**condition vérifiée.**
- $0.8 < \frac{3.9}{3.9} = 1 < 1.25$ **condition vérifiée.**
- Le moment d'inertie est considéré constante dans tous les travées...**condition vérifiée.**
- La fissuration est considéré peut nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

Les conditions d'application de **la méthode forfaitaire étant vérifiées**, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 1 (terrasse inaccessibles).

Tableau III.5 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher terrasse type 01.

Travée	L(m)	P _u (kN/ml)	M ₀ (kN.m)	M _g (kN.m)	M _d (kN.m)	M _t (kN.m)	V _g (KN)	V _d (kN)
AB	3.90	6.76	12.85	0	-7,71	9.64	13.18	-15.15
BC	3.90	6.76	12.85	-7,71	0	9.64	15.15	-13.18

Tableau III.6 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher terrasse type 01.

Travée	L(m)	P_s (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	M_t (kN.m)	V_g (KN)	V_d (kN)
AB	3.90	4.93	9,37	0	-5.62	7.03	9.61	-11.05
BC	3.90	4.93	9,37	-5.62	0	7.03	11.05	-9.61

• Poutrelles de type 2 :

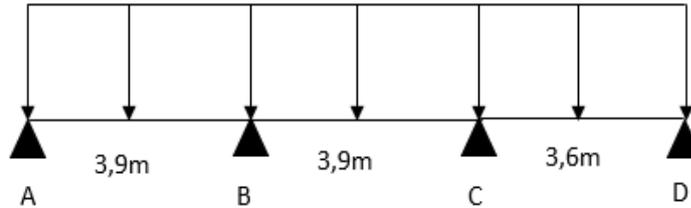


Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle type 02.

Choix de la méthode de calcul :

- Étage courant $G = 5.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} ; Q = 1.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- $Q \leq (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$condition vérifiée.
- $0.8 < \frac{3.9}{3.6} = 1.08 < 1.25$ condition vérifiée.
- Le moment d'inertie est considéré constante dans tous les travées. **Condition vérifiée**
- La fissuration est considéré peut nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

Les conditions d'application de **la méthode forfaitaire étant vérifiées**, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 2 (étage courant).

Tableau III.7 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher étage courant type 02.

Travée	L(m)	P_u (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	M_t (kN.m)	V_g (KN)	V_d (kN)
AB	3.90	6.07	11.54	0	-5.77	9.41	11.83	-13.02
BC	3.90	6.07	11.54	-5.77	-5.77	6.53	13.02	-13.02
CD	3.60	6.07	9.83	-5.77	0	7.58	12.01	-10.92

Tableau III.8 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher étage courant type 02.

Travée	L(m)	P_s (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	M_t (kN.m)	V_g (KN)	V_d (kN)
AB	3.90	4.38	8.32	0	-4.16	6.79	8.54	-9,39
BC	3.90	4.38	8.32	-4.16	-4.16	4.71	9.39	-9.39
CD	3.60	4.38	7.09	-4.16	0	5.48	8.67	-7.88

➤ **Terrasse inaccessibles** $G = 6,59$ (kN/m²) ; $Q = 1$ (kN/m²)

- $Q \leq (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$**condition vérifiée.**
- $0.8 < \frac{3.9}{3.6} = 1.08 < 1.25$ **condition vérifiée.**
- Le moment d'inertie est considéré constante dans tous les travées...**condition vérifiée.**
- La fissuration est considéré peut nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

Les conditions d'application de **la méthode forfaitaire étant vérifiées**, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 2(terrasse inaccessibles).

Tableau III.9 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher terrasse type 02.

Travée	L(m)	P_u (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	M_t (kN.m)	V_g (KN)	V_d (kN)
AB	3.90	6.76	12.85	0	-6.42	10.28	13.18	-14.50
BC	3.90	6.76	12.85	-6.42	-5.47	4.86	14.50	-14.50
CD	3.60	6.76	10.95	-5.47	0	5.5	13.38	-12.16

Tableau III.10 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher terrasse type 02.

Travée	L(m)	P_s (kN/ml)	M_0 (kN.m)	M_g (kN.m)	M_d (kN.m)	M_t (kN.m)	V_g (KN)	V_d (kN)
AB	3.90	4.93	9.37	0	-4.68	7.49	9.61	-10.57
BC	3.90	4.93	9.37	-4.68	-3.99	5.5	10.57	-10.57
CD	3.60	4.93	7.99	-3.99	0	6.38	9.76	-8.87

• Poutrelles de type 3 :

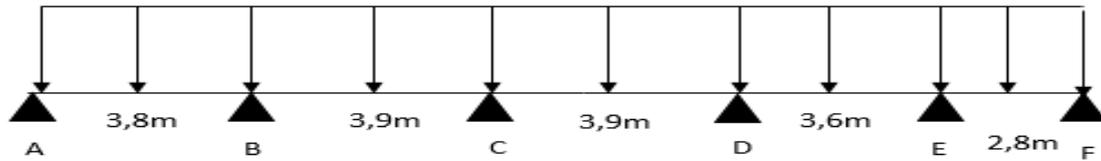


Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle type 03.

Choix de la méthode de calcul :

➤ Étage courant $G = 5.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} ; Q = 1.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

- $Q \leq (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$ **condition vérifiée.**
- $0.8 < \frac{3.6}{2.8} = 1.28 < 1.25$ **condition non vérifiée.**

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc **la méthode de Caquot** pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 3 (étage courant).

❖ **Calcul des moments isostatiques**

À l'ELU : $P_u = 6.07 \text{ kN/ml}$

$$l = \begin{cases} l & \text{travée de rive} \\ 0.8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

Calcul des longueurs fictives :

$L'_{AB} = L_{AB} = 3.80\text{m}$	$L'_{DE} = 0.8 L_{DE} = 2.88\text{m}$
$L'_{BC} = 0.8 L_{BC} = 3.12\text{m}$	$L'_{EF} = L_{EF} = 2.80\text{m}$
$L'_{CD} = 0.8 L_{CD} = 3.12\text{m}$	

Les moments sur appuis :

$$M_i = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5(l_g + l_d)}$$

$$M_A = M_F = 0$$

$$M_B = - \frac{6.07 \times 3.8^3 + 6.07 \times 3.12^3}{8.5(3.8 + 3.12)} = -8.79 \text{ kN.m}$$

$$M_C = - \frac{6.07 \times 3.12^3 + 6.07 \times 3.12^3}{8.5(3.12 + 3.12)} = -6.95 \text{ kN.m}$$

$$M_D = - \frac{6.07 \times 3.12^3 + 6.07 \times 2.88^3}{8.5(3.12 + 2.88)} = -6.45 \text{ kN.m}$$

$$M_E = - \frac{6.07 \times 2.88^3 + 6.07 \times 2.8^3}{8.5(2.88 + 2.80)} = -5.76 \text{ kN.m}$$

❖ En travée :

$$M_t(x) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x_0}{2} (1 - x_0) x_0 = \frac{1}{2} + \left[\frac{M_g + M_d}{1 \times P_u} \right]$$

Travée AB :

$$x_0 = \frac{3.80}{2} + \left[\frac{0 - 8.79}{3.8 \times 6.07} \right] = 1.52 \text{ m}$$

$$M_t^{AB}(x) = \frac{6.07 \times 1.52}{2} (3.8 - 1.52) + 0 \left(1 - \frac{1.52}{3.8}\right) - 8.79 \frac{1.52}{3.8}$$

$$M_t^{AB}(x) = 7 \text{ kN.m}$$

Travée BC:

$$x_0 = 2.03 \text{ m}$$

$$M_t^{BC}(x) = 3.68 \text{ kN.m}$$

Travée CD:

$$x_0 = 1.97 \text{ m}$$

$$M_t^{CD}(x) = 4.84 \text{ kN.m}$$

Travée DE: $x_0 =$

$$1.83 \text{ m}$$

$$M_t^{DE}(x) = 3.72 \text{ kN.m}$$

Travée EF:

$$x_0 = 1.74 \text{ m}$$

$$M_t^{EF}(x) = 3.41 \text{ kN.m}$$

• Evaluation des efforts tranchants :

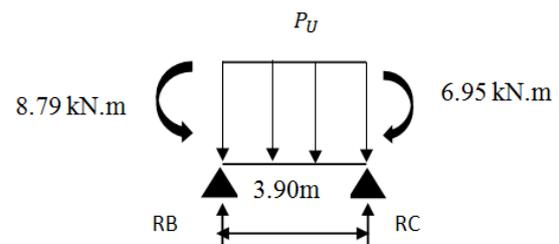
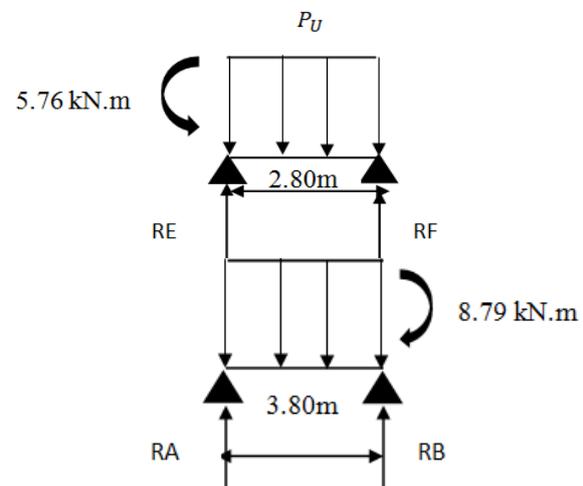
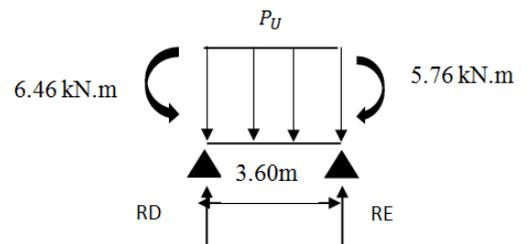
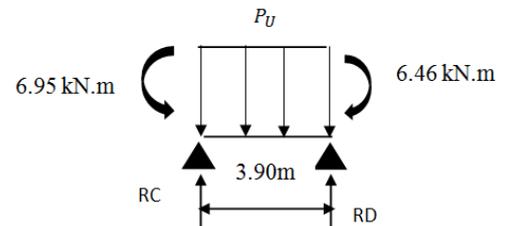
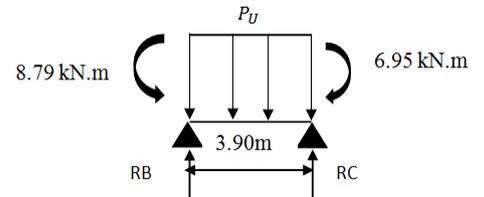
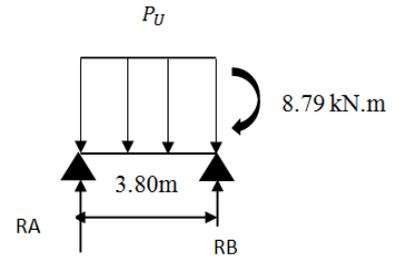
$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

$$V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.07 \times 3.8}{2} + \frac{-8.79 - 0}{3.8} = 9.21 \text{ kN}$$

$$V_B = -\frac{6.07 \times 3.8}{2} + \frac{-8.79 - 0}{3.8} = -13.84 \text{ kN}$$



Travée BC:

$$V_B = \frac{6.07 \times 3.9}{2} + \frac{-6.95 - 8.79}{3.9} = 12.31 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{6.07 \times 3.9}{2} + \frac{-6.95 - 8.79}{3.9} = -11.36 \text{ kN}$$

Travée CD:

$$V_C = \frac{6.07 \times 3.9}{2} + \frac{-6.46 - 6.95}{3.9} = 11.96 \text{ kN}$$

$$V_D = -\frac{6.07 \times 3.9}{2} + \frac{-6.46 - 6.95}{3.9} = 11.71 \text{ kN}$$

Travée DE:

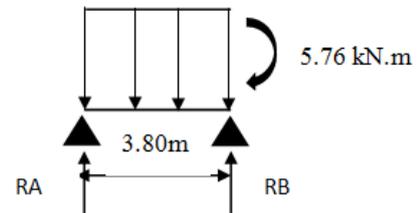
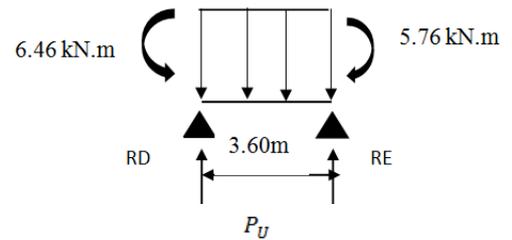
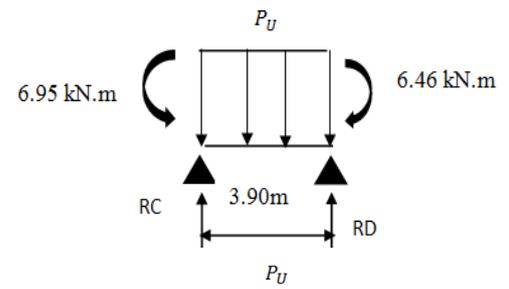
$$V_D = \frac{6.07 \times 3.6}{2} + \frac{-5.76 - 6.46}{3.6} = 11.12 \text{ kN}$$

$$V_E = -\frac{6.07 \times 3.6}{2} + \frac{-5.76 - 6.46}{3.6} = -10.73 \text{ kN}$$

Travée EF:

$$V_E = \frac{6.07 \times 3.8}{2} + \frac{0 - 5.76}{3.8} = 10.56 \text{ kN}$$

$$V_F = -\frac{6.07 \times 3.8}{2} + \frac{0 - 5.76}{3.8} = -6.44 \text{ kN}$$



On résume les résultats dans les tableaux suivants :

Tableau III.11 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher étage courant type 03.

Travée	L (m)	l' (m)	Pu (kN/ml)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	X0 (m)	Mt (kN.m)	Vg (kN)	Vd (kN)	M0
AB	3.80	3.80	6.07	0	-8.79	1.52	7	9.21	-13.84	10.96
BC	3.90	3.12	6.07	-8.79	-6.95	2.03	3.68	12.31	-11.36	11.54
CD	3.90	3.12	6.07	-6.95	-6.46	1.97	4.84	11.96	-11.71	11.54
DE	3.60	2.88	6.07	-6.46	-5.76	1.83	3.72	11.12	-10.73	9.83
EF	2.80	2.80	6.07	-5.76	0	1.74	3.41	10.56	-6.44	5.95

Tableau III.12 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher étage courant type 03.

Travée	L (m)	l' (m)	Ps (kN/ml)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	X0 (m)	Mt (kN.m)	Vg (kN)	Vd (kN)	M0
AB	3.80	3.80	4.38	0	-6.35	1.52	5.05	6.65	-10	7.90
BC	3.90	3.12	4.38	-6.35	-5.02	2.03	2.66	8.88	-8.20	8.33
CD	3.90	3.12	4.38	-5.02	-4.66	1.97	3.49	8.63	-8.45	8.33
DE	3.60	2.88	4.38	-4.66	-4.16	1.83	2.69	8.02	-7.74	7.09
EF	2.80	2.80	4.38	-4.16	0	1.74	2.46	7.62	-4.65	4.29

➤ **Terrasse inaccessibles** $G = 6,59 \text{ (kN/m}^2\text{)} ; Q = 1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

- $Q \leq (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$**condition vérifiée.**
- $0.8 < \frac{3.6}{2.8} = 1.28 < 1.25$ **condition non vérifiée.**
- Le moment d'inertie est considéré constante dans tous les travées...**condition vérifiée.**
- La fissuration est considéré peut nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

Les conditions d'application de **la méthode forfaitaire étant vérifiées**, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 2(terrasse inaccessibles).

Tableau III.13 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher terrasse type 03.

Travée	L (m)	l' (m)	Pu (kN/ml)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	X0 (m)	Mt (kN.m)	Vg (kN)	Vd (kN)	M0
AB	3.80	3.80	6.76	0	-9.80	1.52	7.79	10.26	-15.42	12.20
BC	3.90	3.12	6.76	-9.80	-7.74	2.03	4.10	13.71	-12.66	12.85
CD	3.90	3.12	6.76	-7.74	-7.19	1.97	5.39	13.32	-13.04	12.85
DE	3.60	2.88	6.76	-7.19	-6.41	1.83	4.15	12.38	-11.95	10.95
EF	2.80	2.80	6.76	-6.41	0	1.74	3.80	11.76	-7.17	6.62

Tableau III.14 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher terrasse type 03.

Travée	L (m)	l' (m)	Pu (kN/ml)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	X0 (m)	Mt (kN.m)	Vg (kN)	Vd (kN)	M0
AB	3.80	3.80	4.93	0	-7.14	1.52	5.68	7.49	-11.25	8.90
BC	3.90	3.12	4.93	-7.14	-5.64	2.03	2.99	10	-9.23	9.37
CD	3.90	3.12	4.93	-5.64	-5.24	1.97	3.92	9.72	-9.51	9.37
DE	3.60	2.88	4.93	-5.24	-4.68	1.83	3.02	9.03	-8.71	7.99
EF	2.80	2.80	4.93	-4.68	0	1.74	2.77	8.57	-5.23	4.83

• Poutrelles de type 4 :

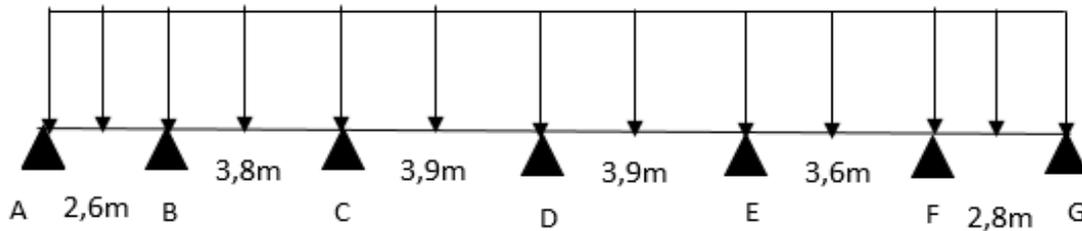


Figure III.8 : Schéma statique de la poutrelle type 04.

Choix de la méthode de calcul:

➤ Étage courant $G = 5.25 \text{ (kN/m}^2\text{)} ; Q = 1.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

- $Q \leq (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$condition vérifiée.
- $0.8 < \frac{3.8}{2.6} = 1.46 < 1.25$ condition non vérifiée.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc **la méthode de Caquot** pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 4 (étage courant).

Tableau III.15 : Sollicitations à ELU des poutrelles du plancher étage courant type 04.

Travée	L (m)	l' (m)	Pu (kN/ml)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	X0 (m)	Mt (kN.m)	Vg (kN)	Vd (kN)	M0
AB	2,60	2,60	6.07	0	-5.78	0.93	2.64	5.67	-10.11	5.13
BC	3.80	3,04	6.07	-5.78	-6.78	1,85	4.68	11.27	-11.79	10.96
CD	3.90	3.12	6.07	-6.78	-6.95	1.94	4.67	11.79	-11.88	11.54
DE	3.90	3.12	6.07	-6.95	-6.46	1.97	4.84	11.96	-11.71	11.54
EF	3.60	2.88	6.07	-6.46	-5.76	1.83	3.72	11.12	-10.73	9.83
FG	2.80	2.80	6.07	-5.76	0	1.74	3.41	10.56	-6.44	5.95

Tableau III.16 : Sollicitations à ELS des poutrelles du plancher étage courant type 04.

Travée	L (m)	l' (m)	Ps (kN/ml)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	X0 (m)	Mt (kN.m)	Vg (kN)	Vd (kN)	M0
AB	2,60	2,60	4.38	0	-4.17	0.93	1.91	4,09	-7.29	3.70
BC	3.80	3,04	4.38	-4.17	-4.89	1,85	3.38	8.13	-8.51	7.90
CD	3.90	3.12	4.38	-4.89	-5.02	1.94	3.38	8.50	-8.57	8.32
DE	3.90	3.12	4.38	-5.02	-4.65	1.97	3.49	8.63	-8.44	8.32
EF	3.60	2.88	4.38	-4.65	-4.16	1.83	2.69	8,02	-7.74	7.09
FG	2.80	2.80	4.38	-4.16	0	1.74	2.46	7.62	-4.64	4.29

➤ Les sollicitations maximales :

Tableau III.17 : Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelle de chaque niveau.

Étage	Type de poutrelle	États limites							
		ELU				ELS			
		$M_{max}^{appui} (kN.m)$		$M_{max}^{travee} (kN.m)$	$V_{max} (kN.m)$	$M_{max}^{appui} (kN.m)$		$M_{max}^{travee} (kN.m)$	$V_{max} (kN.m)$
		Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire		
Terrasse Inaccessible	1	-1.92	-7.71	9.64	15.15	-1.40	-5.62	7.03	11.05
	2	-1.92	-6.42	10.28	14.50	-1.40	-4.68	7.49	10.57
	3	-1.92	-9.80	7.79	15.42	-1.40	-7.14	5.68	11.25
Étage Courant	1	-1.73	-6.92	8.84	13.60	-1.25	-4.99	6.37	9.82
	2	-1.73	-5.77	9.41	13.02	-1.25	-4.16	6.79	9.39
	3	-1.73	-8.79	7	13.84	-1.25	-6.35	5.05	10
	4	-1.73	-6.95	4.84	11.96	-1.25	-5.02	3.49	8.63

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau III.18 : Sollicitations maximales aux états limite de poutrelle de chaque niveau

Étage	États limites							
	ELU				ELS			
	$M_{max}^{appui} (kN.m)$		$M_{max}^{travee} (kN.m)$	$V_{max} (kN)$	$M_{max}^{appui} (kN.m)$		$M_{max}^{travee} (kN.m)$	$V_{max} (kN)$
	Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire		
Terrasse inaccessible	-1.92	-9.80	10.28	15.42	-1.40	-7.14	7.49	11.23
Étage Courant	-1.73	-8.79	9.41	13.84	-1.25	-6.35	6.79	10

III.2.5. Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple :

Exemple de ferrailage (plancher terrasse inaccessible) :

a) En travée :

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à ELU :

$$M_{\max}^{\text{travée}} = 10.28 \text{ kN.m} ; V_u = 15.42 \text{ kN} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en « T » :

➤ Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

➤ Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

$$M_t = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,17 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 0,059 \text{ MN.m} > M_{\max}^{\text{travée}} = 10,28 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul des armatures :

• Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{\max}^{\text{travée}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{10,28 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0344 \quad < \mu_u = 0,186$$

L'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{bc} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_u = \frac{M_{\max}^{\text{travée}}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0344} \right) \rightarrow \alpha = 0,043$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \times d = (1 - 0,4 \times 0,043) \times 0,18 \rightarrow Z = 0,177 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{10,28 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} \rightarrow A_u = 1,66 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{0,23f_{t28}bd}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \{1.4; 1.3\} \text{cm}^2 \rightarrow A_{s \min} = 1,4 \text{cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1,4 \text{cm}^2 < A_u = 1,66 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On adopte **2HA12** avec **As = 2,26 cm²**

Vérification à ELS :

• **Vérification des contraintes**

La section est partiellement comprimée donc on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

La fissuration est préjudiciable selon [BAEL91V99/A.5.4.3.2]

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Tableau III.19 : Résultats du ferrailage du plancher terrasse en travée.

b (cm)	h (cm)	h ₀ (cm)	d (cm)	b ₀ (cm)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	M ^{travée} _{max} (kN.m)
65	20	4	18	10	2,26	0	7,49

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times A_s d = 0$$

$$65y^2 + 67.80 y - 1220.40 = 0$$

Donc **y = 3.84cm**

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + 15 \times [2.26 \times (18 - 3.84)^2] \rightarrow I = 8023.97 \text{cm}^4$$

- Calcul de la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,49 \times 10^6}{8023.97 \times 10^4} \times 3.84 \times 10 \rightarrow \sigma_{bc} = 3.58 \text{ MPa}$$

- Calcul de la contrainte d'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{7,49 \times 10^6}{8023.97 \times 10^4} (18 - 3.84) \rightarrow \sigma_s = 19.82 \text{ MPa}$$

..... condition vérifiée $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 19.82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 3.58 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$

b) Sur appui :

❖ Appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue donc le calcul se conduit à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$M_{inter}^{appui} = 9,80 \text{ kN.m}$; $V_u = 15.42 \text{ kN}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

$b = 65 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$

Calcul des armatures :

- Le moment réduit : $\mu = \frac{M_{inter}^{appui}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$

$$\mu = \frac{9,80 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.213 < \mu_u = 0,3916$$

Pas d'armature comprimée ($A_s' = 0$)

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_u = \frac{M_{max}^{travee}}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.213}) \rightarrow \alpha = 0.30$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \times d = (1 - 0.4 \times 0.30) \times 0.18 \rightarrow Z = 0.158 \text{ m}$$

$$\mu = 0.213 > 0.186$$

L'ELU est atteint en pivot B, c'est-à-dire $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{st} = 3.5 \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 8.17\% \\ \sigma_s = \sigma_{bc} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$

$$A_u = \frac{9.80 \times 10^{-3}}{0.158 \times 348} \rightarrow A_u = 1,78 \text{ cm}^2$$

Vérification :

$$A_{s \text{ min}} = \max \left\{ \frac{0,23 f_{t28} b d}{f_e} ; \frac{b h}{1000} \right\}$$

$$A_{s \min} = \max \{0,217; 0,2\} \text{cm}^2 \rightarrow A_{s \min} = 0,217 \text{cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,217 \text{cm}^2 < A_u = 1,78 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On adopte **2HA12** avec $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

Vérification a ELS :

- **Vérification des contraintes**

Tableau III.20 : Résultats du ferrailage du plancher terrasse sur appui.

b (cm)	h (cm)	h₀(cm)	d (cm)	b₀(cm)	A_s(cm²)	Á_s(cm²)	M_{max}^{appui} (kN.m)
65	20	4	18	10	2,26	0	7.14

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times A_s d = 0$$

$$65y^2 + 67.80 y - 1220.40 = 0$$

Donc $y = 3.84 \text{cm}$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + 15 \times [2,26 \times (18 - 3,84)^2] \rightarrow I = 8023,97 \text{cm}^4$$

- **Calcul de la contrainte du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,14 \times 10^6}{8023,97 \times 10^4} \times 3,84 \times 10 \rightarrow \sigma_{bc} = 3,41 \text{MPa}$$

- **Calcul de la contrainte d'acier**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{7,14 \times 10^6}{8023,97 \times 10^4} (18 - 3,84) \rightarrow \sigma_s = 18,90 \text{MPa}$$

$$\dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \begin{cases} \sigma_s = 18,90 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = 3,41 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \end{cases}$$

❖ **Appuis de rive :**

La table de compression est tendue donc le calcul se conduit à une section rectangulaire ($b_0 \times h$.)

$$M_{\text{rive}}^{\text{appui}} = 1,92 \text{kN.m} ; V_u = 15,42 \text{ kN} ; f_{c28} = 25 \text{MPa} ; f_{bu} = 14,17 \text{MPa}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 20 \text{cm} ; h_0 = 4 \text{cm} ; d = 18 \text{cm} ; b_0 = 10 \text{cm}$$

Calcul des armatures :

- **Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_{r\acute{e}v\acute{e}}^{appui}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{1,92 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,17} = \mathbf{0,041} < \mu_u = \mathbf{0,3916}$$

Pas d'armature comprimée ($A_s' = 0$)

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041} \right) \rightarrow \alpha = \mathbf{0,052}$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha) \times d = (1 - 0,4 \times 0,052) \times 0,18 \rightarrow \mathbf{Z = 0,176 \text{ m}}$$

L'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire : $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = 10\% \\ \epsilon_{bc} = 3,5\% \\ \sigma_s = \sigma_{bc} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$

$$A_u = \frac{M_{max}^{trav\acute{e}e}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,92 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} \rightarrow \mathbf{A_u = 0,31 \text{ cm}^2}$$

Vérification :

$$A_{s \text{ min}} = \max \left\{ \frac{0,23 f_{t28} b d}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} = \max \{0,217; 0,2\} \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{A_{s \text{ min}} = 0,217 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{A_{s \text{ min}} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_u = 0,31 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition v\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

Pour les autres armatures de plancher étage courant le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau III.21 : Résultats de calcul de vérification à ELS.

	Élément	$M_{ser}(\text{kN. m})$	Y(cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Terrasse	Travée	7.49	3.84	8023.97	3.58	15	vérifiée
	Appui	7.14	3.84	8023.97	3.41	15	vérifiée
Étage courant	Travée	6.79	3.84	8023.97	2.59	15	vérifiée
	Appui	6.35	3.84	8023.97	3.04	15	vérifiée

Tableau III.22 : Résultats des calculs de ferrailage.

Plancher	Élément	M (kN.m)	μ	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Terrasse	Travée	10.28	0.0344	0.043	0.177	1.66	1.40	2HA12=2.26
	Appui intermédiaire	9.80	0.213	0.30	0.158	1.78	0.217	2HA12=2.26
Etage Courant	Travée	9.41	0.0315	0.040	0.177	1.52	1.40	2HA12=2.26
	Appui intermédiaire	8.79	0.191	0.267	0.160	1.57	0.217	2HA12=2.26

Calcul à l'ELU :

- **Vérification de cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots [3]$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} \dots\dots\dots 3]$$

Avec :

- b_0 : La largeur de l'âme.
- d : la hauteur utile de la dalle.

$V_u = 15.42 \text{ KN}$, $d = 18 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{15.42 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \rightarrow \tau_u = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad [2]$$

$$\bar{\tau} = \min \{ 3.33 ; 4 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Calcul des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b_0}{10} \right) = 10 \text{ mm} \quad [3]$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) \quad [3]$$

$$S_t \leq \min (0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 16.20 \text{ cm}$$

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

$$A_t \geq S_t \frac{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tjk})}{0.9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [3]$$

Avec :

- K=1 FPN , pas de reprise de bétonnage
- $\alpha = 90^\circ$ pour la flexion simple, armature droites

$$A_t \geq 15 \times \frac{10 \times 10^3 \times 1.5 (0.86 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \rightarrow A_t \geq 1.43 \text{ cm}^2$$

Évaluation de la flèche

Plancher Terrasse :

$$L = 5.50 \text{ m} ; \quad h = 15 \text{ cm} ; \quad M_0 = 12.20 \text{ kN.m} ; \quad M_t = M_x^t = 7.49 \text{ kN.m}$$

- $h = 20 \text{ cm} \geq \max \left(\frac{5.50}{16} ; \frac{7.49 \times 380}{10 \times 12.20} \right) = 34.37 \text{ cm}$ condition non vérifiée
- $A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \leq \frac{14.2 \times 65 \times 15}{400} = 41.53$ condition vérifiée
- $L = 5.50 \text{ m} \leq 8 \text{ m}$ condition vérifiée

Puisque la premier condition n'est pas vérifiée on doit vérifier la flèche suivant la méthode d'inertie fissure :

$$\Delta_f \leq \bar{f} \quad \text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \quad [3]$$

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{\rho i} - f_{gi} \quad [3]$$

Avec :

- Les flèches f_{gv} et f_{gi} dues à l'ensemble des charges permanentes.
- La flèche f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre.
- La flèche $f_{\rho i}$ due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times \left[A_s \left(\frac{h}{2} - \hat{d} \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} + \hat{d} \right)^2 \right]$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times \left[2.26 \times \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 \right] \rightarrow I_0 = 45502.93 \text{ cm}^4$$

Calcule des coefficients λ_i et λ_v :

$$\text{• Pour les déformations instantanées} \quad \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\text{• Pour les déformations de longue durée (différée)} \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Avec :

- f_{t28} : La résistance caractéristique du béton a la traction.
- ρ : Pourcentage d'armature. $\rho = \frac{A_s}{b \times d}$

$$\rho = \frac{2,26}{18 \times 65} \rightarrow \rho = 0.0019$$

Donc

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3 \times 1) 0.0019} \rightarrow \lambda_i = 11,05$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 11,05 \rightarrow \lambda_v = 4.42$$

- **Calcul des moments :**

a) Charges à considérer :

D'après les tableaux de l'évaluation des charges élaborés dans le chapitre précédent on a :

$$g = [6,59 \times 1] \times 0,65 \rightarrow g = 4.28 \text{ kN/ml}$$

$$j = [2.85 \times 1] \times 0,65 \rightarrow j = 1.85 \text{ kN/ml}$$

$$p = g + Q = [(6,59 + 1) 1] \times 0,65 \rightarrow p = 4.93 \text{ kN/ml}$$

Avec :

- g : charge permanente du volée et du palier (avec revêtement).
- j : charge permanente du volée et du palier (sans revêtement).
- p : somme des charges permanentes et d'exploitation.

b) Les moments correspondants

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes (M_g) :

$$\text{kN.m } M_g = \frac{0.85 g l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.28 \times 5,5^2}{8} \rightarrow M_g = 13,76$$

- Le moment dû aux charges permanentes appliquées avant la mise en œuvre des revêtements (M_j):

$$\text{kN.m } M_j = \frac{0.85 j l^2}{8} = \frac{0.85 \times 1.85 \times 5,5^2}{8} \rightarrow M_j = 5,94$$

- Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (M_p) :

$$M_p = \frac{0.85 p l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.93 \times 5,5^2}{8} \rightarrow M_p = 15,84 \text{ kN.m}$$

c) Calcul des contraintes :

$$\sigma_g = \frac{15 M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 13,76 \times 10^3}{8023.97} (18 - 3.84) \rightarrow \sigma_g = 364,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = \frac{15 M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 5,94 \times 10^3}{8023.97} (18 - 3.84) \rightarrow \sigma_j = 157.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 15,84 \times 10^3}{8023,97} (18 - 3,84) \rightarrow \sigma_p = 419,29 \text{ MPa}$$

d) Calcul des paramètres μ :

$$\mu_g = 1 - \left(\frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_g + f_{t28}} \right) = 1 - \left(\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0019 \times 364,24 + 2,1} \right) \rightarrow \mu_g = 0,245 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_j + f_{t28}} \right) = 1 - \left(\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0019 \times 157,23 + 2,1} \right) \rightarrow \mu_j = -0,11 \text{ MPa}$$

$$\mu_p = 1 - \left(\frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_p + f_{t28}} \right) = 1 - \left(\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0019 \times 419,29 + 2,1} \right) \rightarrow \mu_p = 0,304 \text{ MPa}$$

e) Calcul du moment des inerties fissurées :

$$I_{gi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu_g} = \frac{1,1 \times 45502,93}{1 + 11,05 \times 0,245} \rightarrow I_{gi} = 13501,44 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu_g} = \frac{1,1 \times 45502,93}{1 + 4,42 \times 0,245} \rightarrow I_{gv} = 24030,54 \text{ cm}^4$$

$$I_{ji} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu_j} = \frac{1,1 \times 45502,93}{1 + 11,05 \times (0)} \rightarrow I_{ji} = 50053,22 \text{ cm}^4$$

$$I_{pi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu_p} = \frac{1,1 \times 45502,93}{1 + 11,05 \times 0,304} \rightarrow I_{pi} = 11482,20 \text{ cm}^4$$

f) Calcul des flèches :

$$f_{gi} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{13,76 \times 5,5^2}{10 \times 32164,2 \times 13501,44 \times 10^{-5}} \rightarrow f_{gi} = 0,95 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{tg} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{13,76 \times 5,5^2}{10 \times 10818,9 \times 24030,54 \times 10^{-5}} \rightarrow f_{gv} = 1,60 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{tj} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = \frac{5,94 \times 5,5^2}{10 \times 32164,2 \times 50053,22 \times 10^{-5}} \rightarrow f_{ji} = 1,11 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{tp} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{15,84 \times 5,5^2}{10 \times 32164,2 \times 11482,20 \times 10^{-5}} \rightarrow f_{pi} = 1,29 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta_f = 1,60 + 1,11 + 1,29 - 0,95 \rightarrow \Delta_f = 0,83 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm}$$

$\Delta_f = 0,83 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1,1 \text{ cm}$ la condition vérifiée.

- Pour les autres types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant.

Tableau III.23 : Vérification des états limite de déformation.

Étage		Plancher Terrasse	Plancher étage courant
M_{ser} (kN.m)	$(kN.m)M_g$	13,76	10.96
	M_j (kN.m)	5,94	5,94
	M_p (kN.m)	15,84	14,08
$I_0(cm^4)$		45502.93	45502.93
ρ		0.0019	0.0019
λ_i		11,05	11,05
λ_v		4.42	4.42
σ_g (MPa)		364,24	290,12
σ_j (MPa)		157.23	157.23
σ_p (MPa)		419.29	372,71
μ_g (MPa)		0.245	0,146
μ_j (MPa)		-0,11	-0.11
μ_p (MPa)		0.304	0.254
I_{gi} (cm ⁴)		13501.44	19153,26
I_{gv} (cm ⁴)		24030,54	30421,57
I_{ji} (cm ⁴)		50053,22	50053,22
I_{pi} (cm ⁴)		11482,20	13148,72
f_{gi} (cm)		0.95	0.53
f_{gv} (cm)		1,60	1,60
f_{ji} (cm)		1,11	1,11
f_{pi} (cm)		1,29	1
Δ_f (cm)		0,83	0,96
\bar{f} (cm)		1.1	1.1
$\Delta_f \leq \bar{f}$		Condition vérifiée	Condition vérifiée

III.2.1.6. Ferrailage de la dalle de compression

Selon [CBA93/A.B.6.8.4.2.3] : la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Donc pour le ferrailage de la dalle de compression on adopte un treillis à soude de $5\phi 5$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles :

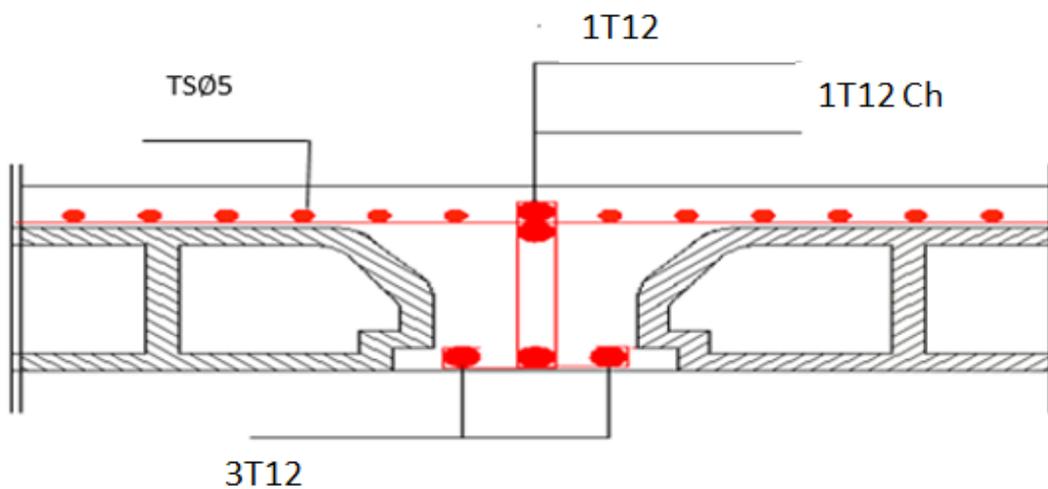


Figure III.9 : Ferrailage des poutrelles sur appui intermédiaires.

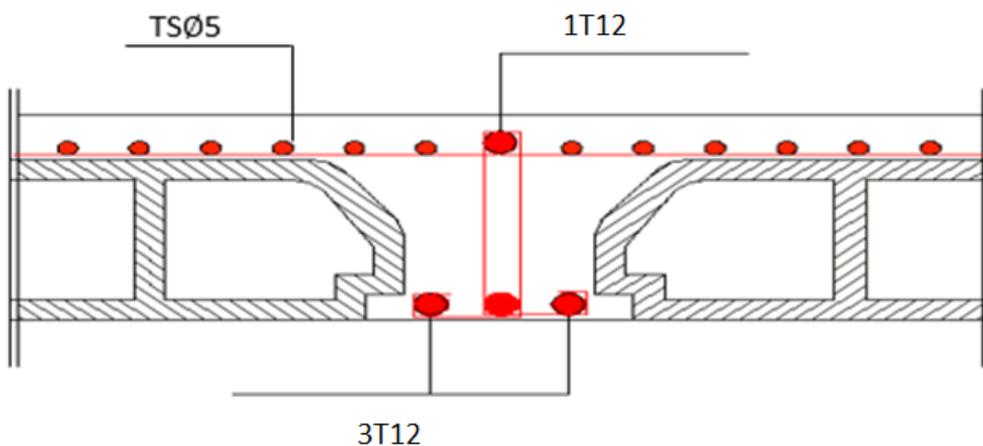


Figure III.10 : Ferrailage des poutrelles en travée.

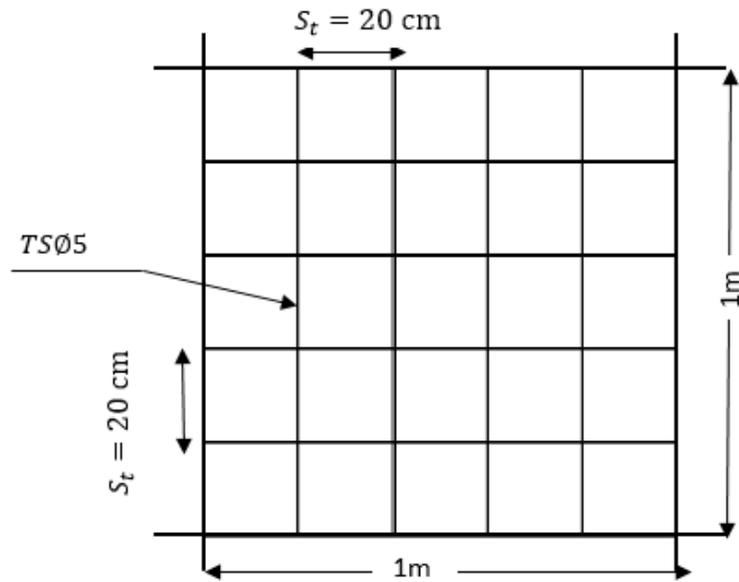


Figure III.11 : Ferrailage de la dalle de compression.

III.2.2. Étude du balcon

Le balcon est éléments secondaire surfacique se modalise comme une console en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur encastrée d'un cote par une poutre de rive, le balcon est soumise à son poids propre (G) , a une surcharge d'exploitation due à l'accès humain au balcon et a une charge concentrée à son extrémité due au mur extérieur.

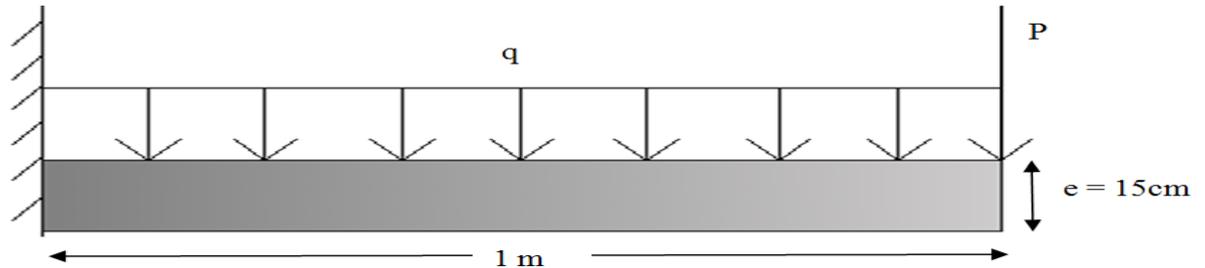


Figure III.12 : Schémas statique du balcon.

Évaluation des charges :

a) Charge permanant :

$$G_{\text{dalle plein}} = 5.35 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = \mathbf{5.35 \text{ kN/ml}}$$

$$G_{\text{mur exterieur}} = 1,62 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = \mathbf{1,62 \text{ kN/ml}}$$

b) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = \mathbf{3.5 \text{ kN/m}}$$

Combinaison des charges :

a) à ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{dalle plein}} + 1.5 \times Q = 1.35 (5.35) + 1.5 (3.5) = \mathbf{12.47 \text{ kN/m}}$$

$$p_u = 1.35 \times G_{\text{mur exterieur}} = 1.35 \times 1,62 = \mathbf{2.187 \text{ kN/m}}$$

b) à ELS :

$$q_s = G_{\text{dalle plein}} + Q = 5.35 + 3.5 = \mathbf{8.85 \text{ kN/m}}$$

$$p_s = G_{\text{mur exterieur}} = \mathbf{1,62 \text{ kN/m}}$$

Calcul des sollicitations :

- L'effort tranchant :

$$V_u = q_u \times l + p_u = 12.47 \times 1 + 2,187 \rightarrow \mathbf{V_u = 14,657 \text{ kN}}$$

$$V_s = q_s \times l + p_s = 8.85 \times 1 + 1,62 \rightarrow \mathbf{V_s = 10,47 \text{ kN}}$$

- Le moment fléchissant

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + p_u \times l = \frac{12.47 \times 1^2}{2} + 2,187 \times 1 \rightarrow \mathbf{M_u = 8,422 \text{ kN.m}}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + p_s \times l = \frac{8.85 \times 1^2}{2} + 1,62 \times 1 \rightarrow \mathbf{M_s = 6,045 \text{ kN.m}}$$

Calcul du ferrailage M

Le calcul se fera pour une bande de 1m avec :

h=15cm ; b=100cm ; d=13 cm ; c=2cm

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment

M_u On a : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et Acier Fe E400

$$\mu_u = 0.341\gamma - 0.1776 \quad \text{avec} \quad (\gamma = \frac{M_{uf}}{M_{ser}})$$

Donc $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,422}{6,045} \rightarrow \gamma = 1.39$

Ce qui donne : $\mu_u = 0.341 \times 1.39 - 0.1776 \rightarrow \mu_u = 0.296$

• **Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{8,422 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.17} = 0.035 < \mu_u = 0.296$$

L'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$)

• **Calcul des armatures tendues (A_s) :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) \rightarrow \alpha = 0.044$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} \quad \text{avec} \quad (\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E})$$

$$\varepsilon_l = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} \rightarrow \varepsilon_l = 0.0017$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.0017} \rightarrow \alpha_l = 0.668$$

Comme : $\alpha = 0.044 < 0.668$

L'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{bc} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc on calcule la section fictive de l'acier tendue :

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \times d = (1 - 0.4 \times 0.044) \times 0.13 \rightarrow Z = 0.128 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{8,422 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} \rightarrow A_u = 1,89 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage minimal :**

La section minimale en flexion simple provient de [BAEL.91V99/A.4.2.1] et [BAEL.91V99/B.6.4].

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}; 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{1.5 ; 1.57\} \rightarrow A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = 1.89 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_u; A_{min}) = \max (1.89 ; 1.57) \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 1.89 \text{ cm}^2$

• **Description des armatures :**

a) **Armatures principales :**

On adopte **5HA8/1 ml** Avec : $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

• **Espacement entre les barres:** $S_t = \frac{b}{n}$

$$S_t = \frac{100}{4} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

D'après [BAEL91V/A.4.5.3.3] l'espacement entre les barres (S_t) doit vérifier la condition suivante :

La fissuration est préjudiciable :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\} = \min \{45 ; 33\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

Selon [BAEL.91V99/A.8.2.4.1] la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales, par la baie de la formule suivante:

- **Cas de charge non concentrée :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

$$A_r \geq \frac{2.51}{4} \quad \text{Donc : } A_r \geq 0.627 \text{ cm}^2$$

On adopte : **Ar = 4HA8** Avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement entre les barres : $S_t = \frac{b}{n}$

$$S_t = \frac{100}{4} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

D'après [BAEL91V/A.4.5.3.3] l'espacement entre les barres (S_t) doit vérifier la condition suivante :

La fissuration est préjudiciable :

$$S_t=25\text{cm} \leq \min \{4h ; 45\} = \min \{60 ; 45\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérifications réglementaires :

a) Vérification à l'ELU :

• **Vérification à l'effort tranchant :**

Selon [BAEL.91V99/A.5.1.211] on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

- $\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0}$ [BAEL91V99/A5.1.1]
- b_0 : La largeur de l'âme.
- d : la hauteur utile de la dalle.
- V_u : la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'ELU.

On a $V_u=14,657 \text{ kN}$; $d = 13 \text{ cm}$; $b_0 = 100 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{14,657 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \rightarrow \tau_u = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad [\text{CBA93/ A.5.1.2.1.1}]$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Vérification a ELS :

• **Vérification des contraintes**

La section est partiellement comprimée donc on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

La fissuration est préjudiciable selon [BAEL91V99/A.5.4.3.2]

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s)y - 15 \times (A_s d + A'_s \acute{d}) = 0$$

Avec :

- b : la largeur de la dalle.
- d : la hauteur utile de la dalle.
- y : profondeur de l'axe neutre.
- A_s : l'aire de la section d'acier.

Pour notre dalle on a : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$; $A'_s = 0$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times A_s d = 0$$

$$100y^2 + 75,30 y - 978,9 = 0$$

$$y = 2,77 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - \acute{d})^2]$$

$$I = \frac{100 \times 2,77^3}{3} + 15 \times [2,51 \times (15 - 2,77)^2] \rightarrow I = 6339,88 \text{ cm}^4$$

- Calcul de la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,045 \times 10^6}{6339,88 \times 10^4} \times 2,77 \times 10 \rightarrow \sigma_{bc} = 2,64 \text{ MPa}$$

- Calcul de la contrainte d'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{6,045 \times 10^6}{6339,88 \times 10^4} (15 - 2,77) \times 10 \rightarrow \sigma_s = 174,9 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 174,9 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 2,64 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{l}{16} \\ A_s \leq \frac{4.2b_0d}{f_e} \\ L \leq 8m \end{array} \right. \quad [3]$$

L = 100 cm ; h=15cm ; d=13cm

- $h = 15cm \geq \frac{100}{16} = 6.25 cm$ condition vérifiée
- $A_s = 2,51 cm^2 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65$ condition vérifiée
- $L = 1m \leq 8m$ condition vérifiée

Donc on adopte les sections d'armature suivantes :

Tableau III.24 : Les sections d'armature adopte du balcon.

$A_u^{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_l^{adopte} (cm^2)	A_r (cm^2)	A_r^{adopte} (cm^2)
1,90	1.57	1,90	5HA8=2,51	0,627	4HA8=2,01

➤ Schémas de ferrailage :



Figure III.13 : Schémas de ferrailage du balcon en 2D.

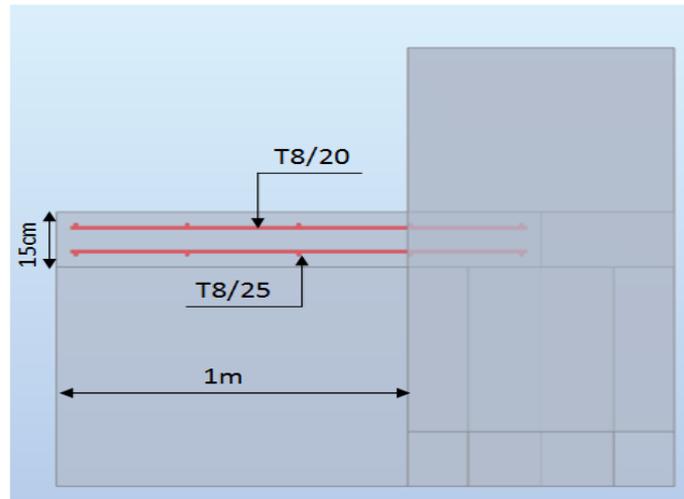


Figure III.14 : Schémas de ferrailage du balcon COUPE A-A.

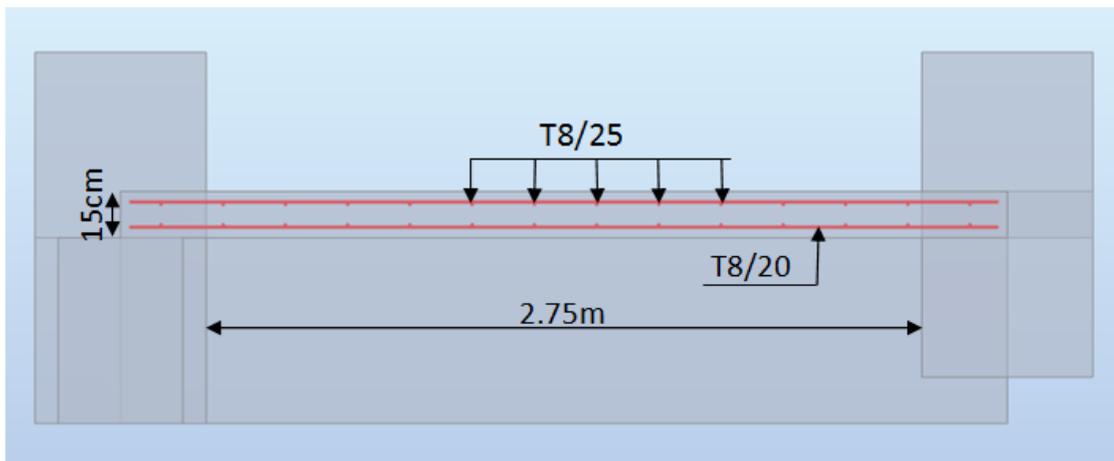


Figure III.15 : Schémas de ferrailage du balcon COUPE B-B.

III.3. Étude d'escalier :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, composé d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a choisi le type d'escalier en béton armé avec des marches droites, constitué de deux volées coupées par un palier intermédiaire.

Ce type d'escalier est composé d'un :

- Paliers d'épaisseur 15 cm.
- Volées d'épaisseur 15cm.
- Giron (marche) de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

Hypothèses de calcul :

- L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple selon les conditions d'appui.
- Le calcul des armatures se fait sur une bande d'un mètre de largeur unitaire.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

L'escalier est à l'abri des intempéries, donc la fissuration est peu-nuisible donc on adopte un enrobage de **c=2cm**.

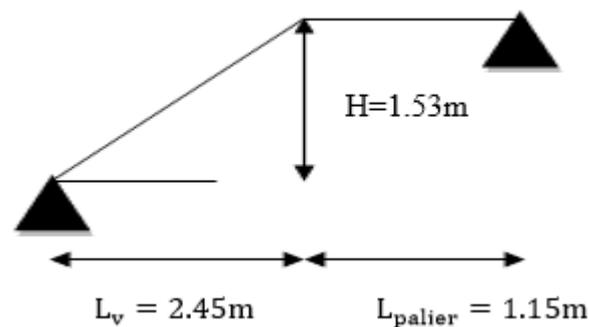


Figure III.16 : Schéma statique d'escalier .

Évaluation des charges de la volée :

D'après Les tableaux d'évaluation des charges élaborés dans le chapitre précédent, on aura :

- Charges permanentes : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Palier : } G = 5.35 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Volée: } G = 8.96 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$
- Charges d'exploitation : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Palier : } G = 2,5 \text{ kN/m}^2. \\ \text{Volée: } G = 2,5 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$

Combinaison des charges de la volée:

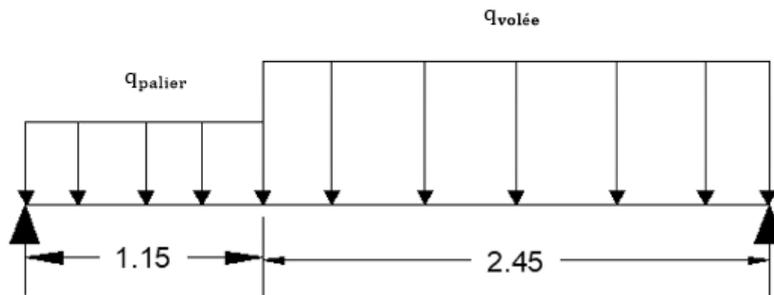


Figure III.17 : Schéma statique d'escalier.

À l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Palier: } q_{up} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 (5.35) + 1.5 (2.5) = \mathbf{10.97 \text{ kN/m}} \\ \text{Volée: } q_{uv} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35(8.96) + 1.5(2.5) = \mathbf{15.84 \text{ kN/m}} \end{array} \right.$$

$$\text{À l'ELS : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Palier: } q_{sp} = G + Q = 5.35 + 2.5 = \mathbf{7.85 \text{ kN/m}} \\ \text{Volée: } q_{sv} = G + Q = 8.96 + 2.5 = \mathbf{11.46 \text{ kN/m}} \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations :

a) À ELU :

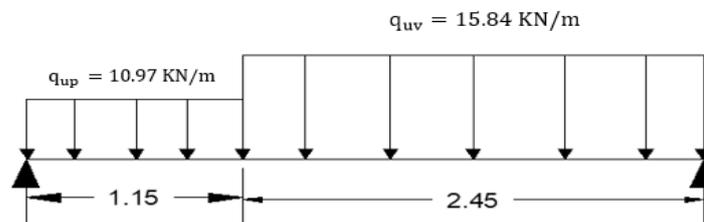


Figure III.18: Chargements d'escalier à ELU.

Les réactions d'appuis : (Calcul RDM)

$$\rightarrow R_B = 19.96 \text{ kN} \quad R_A = 17.14 \text{ kN}$$

Combinaison des sollicitations :

D'après le [BAEL91V99/A.8.2.3.2] les moments se calcul comme suit

- Le moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- Le moment sur appui de rive : $M_a = -0.3M_0$
- Le moment sur appuis intermédiaire : $M_a = -0.5M_0$

Tableau III.25: Resultats des sollicitations et des moments agissantes sur l'escalier.

États limite	q_p [kN/m]	q_v [kN/m]	M_0 [kN.m]	V [kN]	M_t [kN.m]	M_{ap} [kN.m]	M_{av} [kN.m]
ELU	15.84	10.97	24.08	27.62	20.468	-7.22	-12,04
ELS	11.46	7.85	17.39	19.96	14.78	-5.22	-8,69

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera pour une band de 1m avec $h=15cm$; $b=100cm$; $d=13 cm$; $c=2cm$

Ferrailage en travée : $M_{tu}=20.468KN.m$; $M_{ts}=14.78 KN.m$

On calcule les armatures de la section étudiée soumis à une flexion simple de moment

M_{tu} On a : $f_{c28} = 25 Mpa$ et Acier Fe E400

$$\mu_u = 0.341\gamma - 0.1776 \quad \text{avec} \quad (\gamma = \frac{M_{uf}}{M_{ser}})$$

$$\text{Donc } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.468}{14.78} \rightarrow \gamma = 1.38$$

Ce qui donne : $\mu_u = 0.341 \times 1.38 - 0.1776 \rightarrow \mu_u = 0.292$

• **Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{20.468 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.17} = 0.085 < \mu_u = 0.292$$

L'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_{s'} = 0$)

• **Calcul des armatures tendues (A_s) :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085}) \rightarrow \alpha = 0.111$$

$$\alpha = 0.044 < 0.668$$

Donc L'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\% \\ \varepsilon_{bc} = 3.5\% \\ \sigma_s = \sigma_{bc} = 348MPa \end{array} \right.$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_u = \frac{M_u}{Z_d \times \sigma_s}$$

$$Z = (1-0.4\alpha) \times d = (1-0.4 \times 0.111) \times 0.13 \rightarrow Z = 0.124m$$

$$A_u = \frac{8,422 \times 10^{-3}}{0.124 \times 348} \rightarrow A_u = 4.74cm^2$$

Ferraillage minimal :

La section minimale en flexion simple provienne de [BAEL.91V99/A.4.2.1]et [BAEL.91V99/B.6.4].

Condition de non fragilité $A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}; 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min} = \max \{ 1.5 ; 1.57 \}$$

$$\rightarrow A_{min} = 1.57 cm^2$$

$$A_{tu} = 1,89cm^2 > A_{min} = 1.57cm^2$$

Donc : $A_s = \max (A_u; A_{min}) = \max (1,89 ; 1.57) cm^2$

On prend $A_s = 1, 89cm^2$

Tableau III.26 : Résultats obtenus du ferraillage en travée.

Élément	Moment (KN.m)	μ	$\alpha (m)$	Z (m)	$A_u (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Valeur	20.468	0.085	0.111	0.124	4.74	1.81

• **Description des armatures :**

Armatures principales :

On adopte : 5HA12/1 ml Avec : $A_s = 5,65 cm^2$

Espacement entre les barres : $S_t = \frac{b}{n}$

$$S_t = \frac{100}{5} \rightarrow S_t = 20 cm$$

D'après le [BAEL91V/A.4.5.3.3] l'espacement entre les barres (St) doit vérifier la condition suivante :

La fissuration est préjudiciable :

$S_t = 25cm \leq \min \{ 3h ; 33 \} = \min \{ 30 ; 33 \} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

• **Armatures de répartition:**

Selon le [BAEL.91V99/A.8.2.4.1] la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales, par la baie de la formule suivante :

Cas de charge non concentrée : $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

$$A_r \geq \frac{5,65}{4} \rightarrow A_r \geq 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A = 4HA8** Avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

a) Ferrailage sur appuis (droit)

On calcul les armatures de la section étudiée soumis à une flexion simple de moment M_{au} et On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.27 : Résultats obtenus du ferrailage sur appui droit .

Élément	Moment (KN.m)	μ	$\alpha (m)$	Z(m)	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
ELU	-7.22	0.030	0.03	0.128	1.62	1.81

• **Description des armatures :**

Armatures principales :

On adopte : **4HA8/1 ml** Avec : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement entre les barres : $S_t = \frac{b}{n}$

$$S_t = \frac{100}{4} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

D'après le [BAEL91V/A.4.5.3.3] l'espacement entre les barres (S_t) doit vérifier la condition suivante :

La fissuration est préjudiciable :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\} = \min \{30 ; 33\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition:**

Selon le [BAEL.91V99/A.8.2.4.1] la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales, par la baie de la formule suivante :

Cas de charge non concentrée : $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

$$A_r \geq \frac{1,62}{4} \text{ Donc : } A_r \geq 0.405 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A_r = 3HA8** Avec $A_s = 1,51 \text{ cm}^2$

b) Ferrailage sur appuis (gauche):

$$M_{au} = -12,04 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{as} = -8,69 \text{ KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment M_{au} . On a : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ et **Acier Fe E400**

Tableau III.28 : Résultats obtenus du ferrailage sur appui gauche .

Élément	Moment (KN.m)	μ	α (m)	Z(m)	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Valeur	-12,04	0.050	0.064	0.127	2,72	1.81

• **Description des armatures :**

Armatures principales :

On adopte : **5HA10/1 ml** Avec : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

Espacement entre les barres : $S_t = \frac{b}{n}$

$$S_t = \frac{100}{5} \quad \rightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

D'après le [BAEL91V/A.4.5.3.3] l'espacement entre les barres (S_t) doit vérifier la condition suivante :

La fissuration est préjudiciable :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33\} = \min \{30; 33\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition:**

Cas de charge non concentrée : $A_r \geq \frac{A_s}{4}$

$$A_r \geq \frac{2,72}{4} \quad \rightarrow \quad A_r \geq 0,68 \text{ cm}^2$$

On adopte : **Ar= 4HA8** Avec $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

Vérifications réglementaires :

Vérification à l'ELU:

Vérification à l'effort tranchant:

Selon [BAEL.91V99/A.5.1.211] on doit vérifier la condition suivante:

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

On a $V_u = 27.62 \text{ kN}$, $d = 13 \text{ cm}$, $b_0 = 100 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} \quad [\text{CBA93/A5.1.1}]$$

$$\tau_u = \frac{27.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \quad \rightarrow \quad \tau_u = 0.212 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \quad [\text{CBA93/ A.5.1.2.1.1}]$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = \min \{ 2.5; 4\text{MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.212\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Vérification à ELS :

• **Vérification des contraintes**

La section est partiellement comprimée donc on doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

La fissuration est peu préjudiciable selon [BAEL91V99/A.5.4.3.2]

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400\text{Mpa}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$$

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\begin{cases} h \geq \max \left(\frac{l}{16}; \frac{M_t l}{10M_0} \right) \\ A_s \leq \frac{4.2b_0 d}{f_e} \\ L \leq 8m \end{cases} \quad [3]$$

$L = 360 \text{ cm} ; \quad h=15\text{cm} ; \quad M_0 = M_s=17.39 \text{ kN.m} ; \quad M_t = M_{ts}=14.78 \text{ kN.m}$

- $h = 15\text{cm} \geq \max \left(\frac{360}{16}; \frac{14.78 \times 360}{10 \times 17.39} \right) = 30.59 \text{ cm}$ condition non vérifiée.
- $A_s = 4.74 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 15}{400} = 15.75$ condition vérifiée.
- $L = 3.6\text{m} \leq 8\text{m}$ condition vérifiée.

Puisque la premier condition n'est pas vérifié on doit vérifier la flèche suivants la méthode d'inertie fissure : $\Delta_f \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Pour } L \leq 5m \quad [3]$$

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{\rho i} - f_{gi} \quad [3]$$

Schémas de ferrailage :

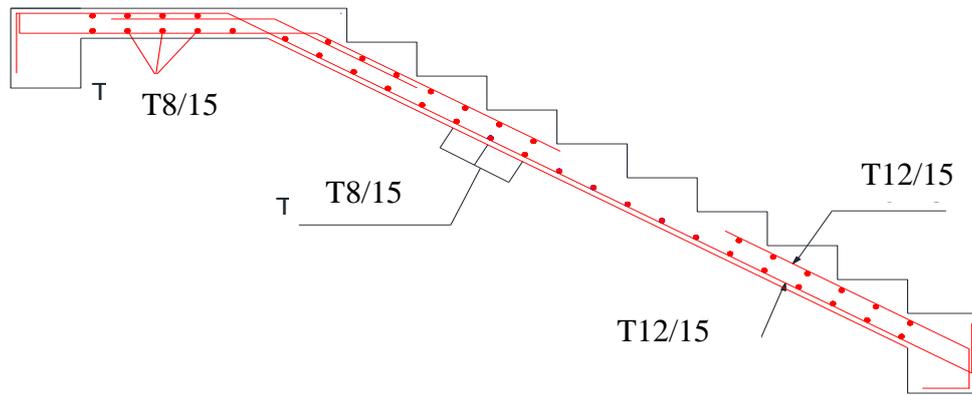


Figure III.19: Schémas de ferrailage de l'escalier.

III.4. Étude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier pour reçoit le chargement qui provient de la paillasse et du palier en plus de son poids propre. Elle est encadrée aux deux extrémités est soumise la flexion simple et la torsion.

III.4.1 Pré-dimensionnement :

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

$$\frac{4.20}{15} \leq h \leq \frac{4.20}{10} \rightarrow 0,28 \leq h \leq 0,42$$

On prend : **h = 40cm**

La largeur de la poutre doit être $\frac{1}{3} \times h \leq b \leq 0.8 h$ [3]

$$\frac{1}{3} \times 40 \leq b \leq 0.8 \times 40 \rightarrow 13.33 \leq b \leq 32$$

On prend : **b = 30 cm.**

Maintenant on doit vérifier les dimensions adoptées :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \textit{vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \quad \textit{vérifiée}. \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \quad \quad \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \quad \textit{vérifiée}. \end{array} \right. \quad [1]$$

La poutre palière est de section **(30× 40)cm²**

Hypothèse de calcul :

On suppose que le moment de la torsion soit applique sur tous la poutre pour être en sécurités.

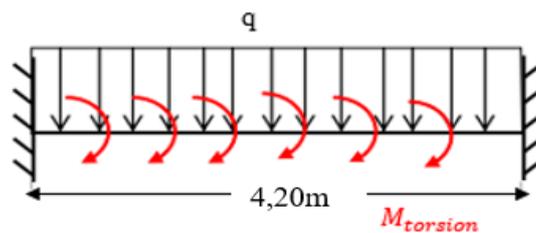


Figure III.20:Schémas statique de la poutre palière.

Évaluation des charges

Poids propre de la poutre : $G_{poutre} = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ kN/ml}$

Le poids du mur extérieur : $G_{mur} = 2,97 \times (1,53 - 0,40) = 3,36 \text{ kN/ml}$

Donc le poids propre total sera :

$$G = G_{poutre} + G_{mur} = 3 + 3,36 = 6,36 \text{ kN/ml}$$

Tableau III.29 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_b = 27,62kN$	$R_b = 19,96 kN$
$q_U = 1,35G + R_b = 36,21 KN/ml$	$q_s = G + R_b = 26,32 KN/ml$
$M_0^t = \frac{q_u l^2}{24} = 26,61kN.m$	$M_0^t = \frac{q_s l^2}{24} = 19,34kN.m$
$M_t = 0,85M_0^t = 22,62kN.m$	$M_t = 0,85M_0^t = 16,44kN.m$
$M_0^a = \frac{q_u l^2}{12} = 53,23kN.m$	$M_0^a = \frac{q_s l^2}{12} = 38,69kN.m$
$M_a = 0,3M_0^a = 15,97 kN.m$	$M_a = 0,3M_0^a = 11,61kN.m$
$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 76,041kN$	$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = 55,27kN$

Couple de torsion :

Les couples de torsion appliquées à la poutre sont les moments d’encastrement des paliers, c'est-à dire : $C_{torsion} = M_u^{palier} = 12,04 kN.m$

Calcul du ferrailage :

- sous sollicitations de flexion simple :

$b=30cm$; $h=40cm$; $d=0.9 \times h=36cm$; $d'=4cm$.

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.30 : Calcul des armatures principales.

Élément	$M_u(KN.m)$	$M_{ser}(KN.m)$	μ	α	Z (m)	$A_u(cm^2)$
Travée	22,62	16,44	0.041	0,05	0.35	1.84
Appui	15,97	11,61	0.029	0.04	0.35	1.29

On adopte pour les armatures longitudinales de flexion :

3T12 avec $A_s^{flexion} = 3,39 cm^2$

Calcul à l’ELU :

- L’effort tranchant : [CBA93/ A.5.1.1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{76,041 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36} = 0.70 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

$$St \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 32.4 \text{ cm}$$

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

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.9 \times f_e} \quad [3]$$

Avec :

- K=1 FPN, pas de reprise de bétonnage.
- $\alpha = 90^\circ$ pour la flexion simple, armature droites.

$$A_t \geq \frac{0.30 \times 0.15 \times (0.70 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \rightarrow A_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b \quad [1]$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 30 \rightarrow A_{min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS

Tableau III.31: Vérification des contraintes en travée est sur appui.

Élément	M_{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	16,44	6,33	6930,50	8,01	15	Condition vérifiée
Appui	11,61	6,33	6930,50	5,66	15	

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$h = 40 \text{ cm} \geq \max\left\{\frac{l}{16} = 22,5, \frac{ML}{10M_0} = 30,60\right\} = 30,60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 \leq \frac{14.2bd}{f_e} = 38.34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$L = 4,20 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la flèche.

Les armatures transversales :

• **Calcul de l'espacement St :**

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 32.4 \text{ cm}$$

On prend **St = 15 cm**

$$A_{St} = \frac{M_{torsion} \times S_t \times \gamma_S}{2\Omega f_e} = \frac{1,15 \times 0,15 \times 0,02528}{2 \times 0,0875 \times 400} \rightarrow A_{St} = 0.62 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$\tau = \sqrt{\tau_u \text{ flexion}^2 + \tau_u \text{ torsion}^2}$$

$$\tau_u \text{ torsion} = \frac{M_{torsion}}{2\Omega b_0} = \frac{12.04 \times 10^3}{2 \times 875 \times 5} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{0,60^2 + 1,37^2} = 1.49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

Schémas de ferrailage :

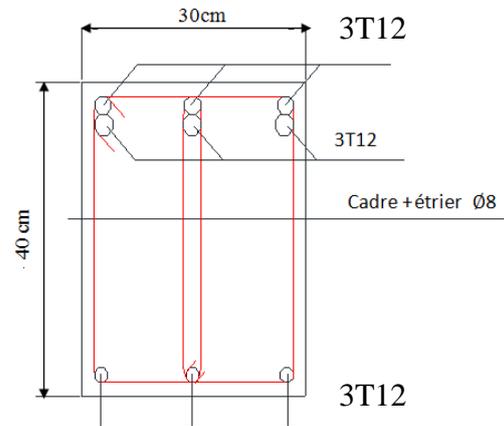
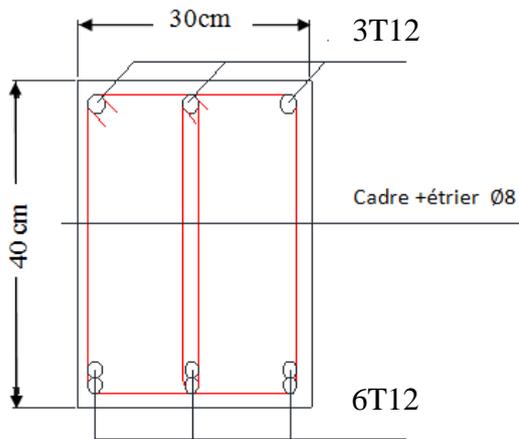
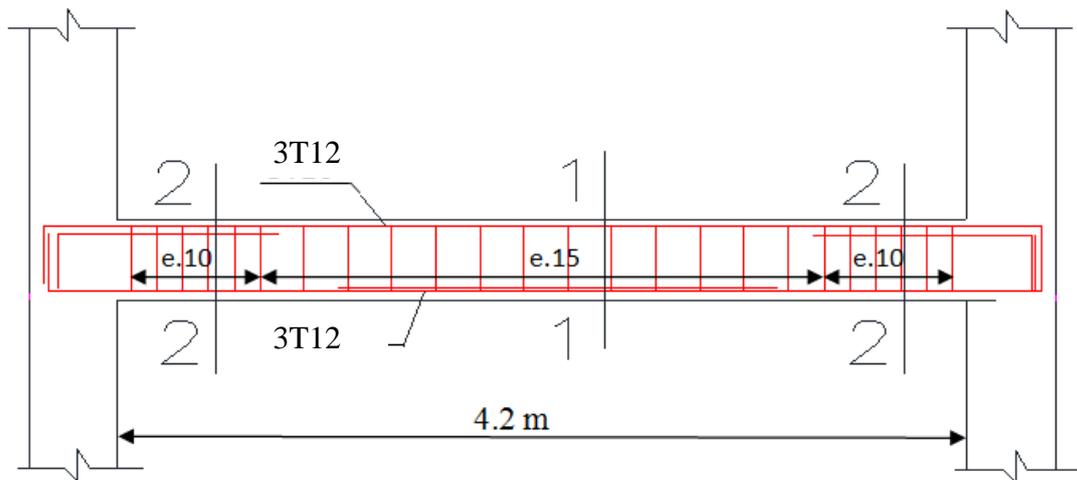


Figure III.21 : Schémas de ferrailage de la poutre palière

III.6. L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

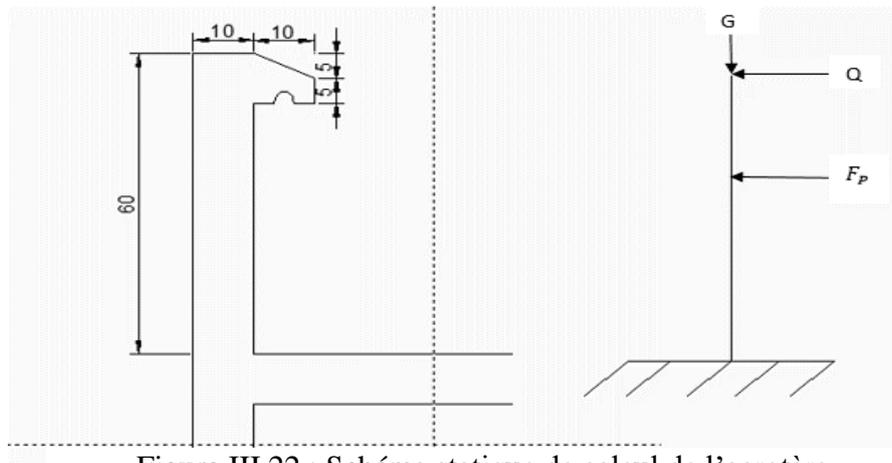


Figure III.22 : Schéma statique de calcul de l'acrotère.

Hypothèse de calcul :

Les calculs seront faits à partir de ces hypothèses suivantes :

- On effectue le calcul pour une bande d'acrotère de largeur unitaire = 1m.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration se considère préjudiciable.
- Le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

Évaluation des charges :

- **Charge permanente G** : c'est le poids propre de l'acrotère qui a été calculé dans le chapitre précédent et égale :

$$G=1.6875 \text{ kN/ml}$$

- **La charge d'exploitation Q** : à travers le rôle de l'acrotère, cette dernière est soumise, à la charge variable suivante :

$$Q = 1 \text{ kN/ml} \quad [4]$$

- **L'effort sismique F_p** : Les règles [RPA99v2003/Art.6.2.3], recommandent la prise en compte d'un effort horizontal de calcul F_p , agissant sur les éléments non structuraux et qui se calcul par la formule suivante :

$$F_p= 4A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

- Pour la zone sismique **IIa**, et le groupe d'usage **2**, ce coefficient prend la valeur suivante :

$$A = 0.15 \quad [\text{RPA99v2003/Tableau 4.1}]$$

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8

- Pour le cas des éléments en console, il prend la valeur suivante :

$$C_p = 0.8 \quad [\text{RPA99v2003/Tableau 6.1}],$$

W_p : C'est le poids propre de l'acrotère.

$$\text{On a: } W_p = G = 2.1075 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4A C_p W_p$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.1075 \rightarrow F_p = 1.0116 \text{ kN}$$

Calcul des coordonnées du centre de gravité :

Le calcul des coordonnées du centre de gravité se fait comme suit :

$$X_G = \frac{(0.6 \times 0.1) \times 0.05 + (0.1 \times 0.05) \times 0.15 + \frac{(0.1 \times 0.05)}{2} \times (0.1 + \frac{0.1}{3})}{(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + \frac{(0.1 \times 0.05)}{2}}$$

$$\rightarrow X_G = 0.06045 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{(0.6 \times 0.1) \times 0.3 + (0.1 \times 0.05) \times 0.525 + \frac{(0.1 \times 0.05)}{2} \times 0.567}{(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + \frac{(0.1 \times 0.05)}{2}}$$

$$\rightarrow Y_G = 0.32655 \text{ m}$$

Donc les coordonnées de centre de gravité sont $(X_G; Y_G) = (6.045; 32.655) \text{ cm}$

Calcul des sollicitations :

La section la plus critique dans l'acrotère, est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement, et qui est sollicitée par :

a) **la charge permanent G :**

$$\begin{cases} N_G = 2.1075 \text{ kN} \\ M_G = G \times (Y_G - Y_1) = 2.1075 \times (0.0645 - 0.05) = 0.030 \text{ kN.m/ml} \\ V_G = 0 \text{ kN} \end{cases}$$

Le moment M_G est petit, donc il est négligeable ($M_G=0$).

b) **la surcharge d'exploitation Q :**

$$\begin{cases} N_Q = 0 \text{ kN} \\ M_Q = Q \times L = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m/ml} \\ V_Q = Q = 1 \text{ kN} \end{cases}$$

c) **Sous l'effort sismique F_p :**

$$\begin{cases} N_E = 0 \text{ kN} \\ M_E = F_p \times Y_G = 0.81 \times 0.32655 = 0.264 \text{ kN.m/ml} \\ V_E = 0.81 \text{ kN} \end{cases}$$

Le moment M_G est petit par rapport à M_Q donc on a :

$$\begin{cases} M_Q = 0.6 > M_E = 0.264 \text{ kN.m/ml} \\ V_Q = 1 > V_E = 0.81 \text{ kN} \end{cases}$$

Donc, dans ce qui suit, on va considérer comme moment fléchissant M_Q et comme effort tranchant V_Q .

Combinaisons des sollicitations

$$\begin{aligned} \underline{\text{À l'ELU}} : & \begin{cases} N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 2.1075 + 1.5 \times 0 = 2.8451 \text{ kN/ml} \\ M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN/m} \\ V_u = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.5 \times 1 = 1.50 \text{ kN} \end{cases} \\ \underline{\text{À l'ELS}} : & \begin{cases} N_s = N_G + N_Q = 2.1075 + 0 = 2.1075 \text{ kN/ml} \\ M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0.6 = 0.6 \text{ kN/m} \\ V_{ser} = V_G + V_Q = 0 + 1 = 1 \text{ kN} \end{cases} \end{aligned}$$

Ferraillage de l'acrotère :

On a $h=10 \text{ cm}$, $b=100 \text{ cm}$, $d=8 \text{ cm}$, $d'=2 \text{ cm}$

• **Calcul de l'excentricité totale :**

Dans les cas des sections sollicitées en flexion composée avec compression l'excentricité totale se calcul comme suit :

$$e = e_1 + e_a + e_2 \quad [2]$$

Les sections sollicitées en flexion composée avec compression, doivent être vérifiées vis-à-vis de l'état limite ultime stabilité de forme **ELUSF**, mais si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{L_f}{h} < \max \left\{ 15 ; \frac{20(e_1 + e_a)}{h} \right\} \quad [2]$$

Avec :

- e_1 : l'excentricité globale due au premier ordre des résultantes normales avant l'application des excentricités additionnelles, donnée par :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_1 = \frac{0.9}{2.278} = 0.395 \text{ m} \rightarrow e_1 = 39.50 \text{ cm}$$

- e_a : l'excentricité accidentelle $e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$

$$e_a = \max \left\{ 2 ; \frac{60}{250} \right\} \rightarrow e_a = \max \{ 2 ; 0.24 \}$$

Donc : $e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$

- e_2 : l'excentricité forfaitaire qui tient compte l'effet du second ordre lié à la déformation de la structure, et elle se calcule comme suit :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} \times (2 + \alpha\varphi) \quad [3]$$

- L_f : c'est la longueur de flambement de l'acrotère (Console verticale) :

$$L_f = 2L = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

Ce qui donne :

$$\frac{L_f}{h} = \frac{1.2}{0.1} = 12 < \max(15 ; 0.83) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Φ : le rapport de la déformation finale de fluage à la déformation initiale instantanée, généralement égale à 2.

- α : le rapport entre moments, calculé par :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad (M_G \text{ négligé})$$

Par conséquent :

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2}{10^4 \times (0.1)} \times 2 \rightarrow e_2 = 8.64 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.864 \text{ cm}$$

On aura : $e = e_1 + e_a + e_2$

$$e = 0.3950 + 0.02 + 8.64 \times 10^{-3} \rightarrow e = 42.36 \text{ cm}$$

- **Position du centre de pression :**

Pour préciser si la section est entièrement ou partiellement comprimée, on compare l'excentricité (e), avec la frontière du noyau central de la section, c'est-à-dire :

$$\frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.66 \text{ cm} < e = 42.36 \text{ cm}$$

Cela veut dire que le centre de pression est en dehors du noyau central, donc la section est partiellement comprimée ($\bar{A}_s = 0$) et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion composée sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} .

- **Le moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 2.278 \times \left(0.4236 + 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \rightarrow M_{uf} = 1.03 \text{ kN.m}$$

- **Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_{uf}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{1.033 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.17} = 0.011$$

- **Nécessité des armatures comprimées :**

On calcule les armatures de la section étudiée soumis à une flexion simple de moment M_{uf} On a: **fc28 = 25 MPa et Acier Fe E400**

$$\mu_u = 0.341\gamma - 0.1776 \text{ avec } (\gamma = \frac{M_{uf}}{M_{ser}})$$

$$\text{Donc } \gamma = \frac{1.03}{0.6} \rightarrow \gamma = 1.71$$

$$\text{Ce qui donne : } \mu_u = 0.341 \times 1.71 - 0.1776 \rightarrow \mu_u = 0.405$$

$$\mu = 0.011 < \mu_u = 0.405$$

L'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$)

• **Calcul des armatures tendues (A_s) :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) \rightarrow \alpha = 0.013$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_l} \text{ avec } (\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E})$$

$$\varepsilon_l = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} \rightarrow \varepsilon_l = 0.0017$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 0.0017} \rightarrow \alpha_l = 0.668$$

Comme : $\alpha = 0.013 < 0.668$

$$\text{L'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire : } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\% \\ \varepsilon_{bc} = 3.5\% \\ \sigma_s = \sigma_{bc} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_{sf} = \frac{M_{uf}}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \times d = (1 - 0.4 \times 0.013) \times 0.08 \rightarrow Z = 0.079 \text{ m}$$

$$A_{sf} = \frac{1.03 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} = 3.74 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \rightarrow A_{sf} = 0.374 \text{ cm}^2$$

• **Section réelle des armatures tendues :**

$$A_s = A_{sf} \frac{N_u}{\sigma_{bc}}$$

$$A_s = 0.374 \frac{2.278}{348 \times 10^3} \rightarrow A_s = 0.37 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage minimal :**

La section minimale en flexion composée provienne de [BAEL.91V99/A.4.2.1] et [BAEL.91V99/B.6.4].

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}; 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{1; 0.966\} \rightarrow A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.37 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_s ; A_{\min})$

$$A_s = \max (0.37 ; 1) \quad A_s = 1 \text{ cm}^2$$

- **Description des armatures :**

Armatures principales :

On adopte : **4HA8/1 ml** Avec : $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement entre les barres : $S_t = \frac{b}{n}$

$$S_t = \frac{100}{4} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

D'après le [BAEL91V/A.4.5.3.3] l'espacement entre les barres (S_t) doit vérifier la condition suivante :

La fissuration est préjudiciable :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\} = \min \{30 ; 33\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

a) **Armatures de répartition:**

Selon le [BAEL.91V99/A.8.2.4.1] la section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales, par la baie de la formule suivante :

a) **Cas de charge non concentrée :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4}$$

$$A_r \geq \frac{2.01}{4} \quad \text{Donc : } A_r \geq 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A_r=4HA8** Avec $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement entre les barres : $S_t = \frac{b}{n}$

$$S_t = \frac{100}{4} \rightarrow S_t = 25 \text{ m}$$

D'après le [BAEL91V/A.4.5.3.3] l'espacement entre les barres (S_t) doit vérifier la condition suivante :

- **La fissuration est préjudiciable :**

$$S_t = 33 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\} = \min \{40 ; 45\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérifications réglementaires:

Vérification à l'ELU:

- **Vérification à l'effort tranchant:**

Selon [BAEL.91V99/A.5.1.211] on doit vérifier la condition suivante :

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

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \rightarrow \tau_u = 0.01875 = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad [2]$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification à ELS :

La fissuration est préjudiciable :

La section est partiellement comprimée donc on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \right\} \quad [3]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max \{ 0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67 ; \max \{ 200 ; 201.63 \} \} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Schémas de ferrailage :

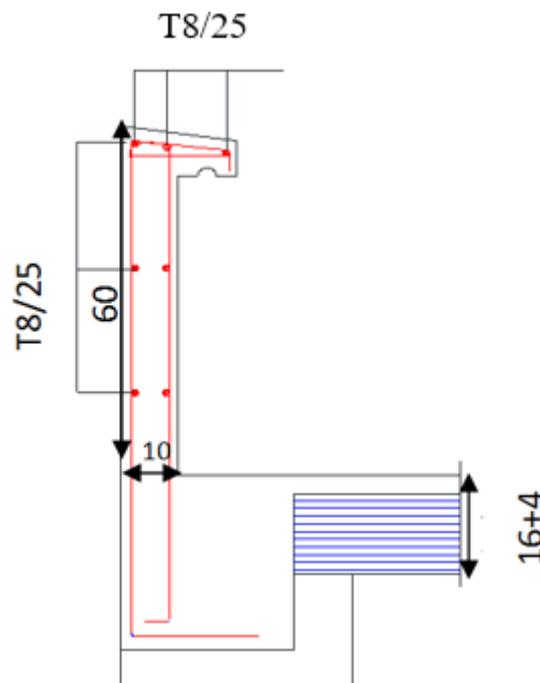


Figure III.23 : Schémas de ferrailage de l'acrotère.

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts produits par l'action accidentelle (séisme) sur la structure du bâtiment.

Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts interne engendrée à l'intérieur de la structure sollicitée.

Selon [RPA99V2003/A.3.4.1.a], tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou **14m** de hauteur dans **la zone IIa**, devra être contreventée par des voiles (voiles + portiques).

IV.2. Les méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont pour objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes [RPA99V2003/A.4.1.1] propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélogramme.

a) La méthode statique équivalente :

Principe : Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Domaine d'application : La méthode statique équivalente s'applique aux bâtiments ou blocs qui présentent des régularités en plans et en élévations avec une hauteur totale qui ne dépasse les **65 m** en zones *I* et *IIa* et **30 m** en zones *IIb* et *III*, si non ces bâtiments ou blocs doivent respecter les conditions présentées [RPA99V2003/A.4.1.2]

b) La méthode dynamique modale spectrale :

Principe : Cette méthode consiste à rechercher sur chaque mode propre, le maximum de réponse, dont on déduit la valeur maximum probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique qui représente le système de chargement sismique appliquée à la structure.

Domaine d'application : La méthode dynamique modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

c) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Principe : Utilisée par un personnel qualifié, elle donne l'accélération du sol par rapport au temps, et indique les ondes exercées.

Classification des zones sismiques :

D'après [RPA99V2003/A.3.1] Le territoire national est divisé en quatre (5) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cette répartition par wilaya et par commune :

- ❖ **Zone 0** : Sismicité négligeable.
- ❖ **Zone I** : Sismicité faible.
- ❖ **Zone IIa et IIb** : Sismicité moyenne.
- ❖ **Zone III** : Sismicité élevée.

Notre projet se situe dans la wilaya de **Constantine** qui est classé dans une zone de sismicité moyenne **ZONE IIa**.

Classification de l'ouvrage selon leur importance :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation, la hauteur ne dépasse pas **48 m**. Donc il est de **Groupe d'usage 2**.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Pour choix de la méthode de calcul on doit vérifier les deux conditions de la régularité de la structure de la méthode statique équivalente, La vérification de la régularité sera conduite suivant les conditions prescrites par [RPA99V2003/A.3.5] comme suit :

• Régularité en plan

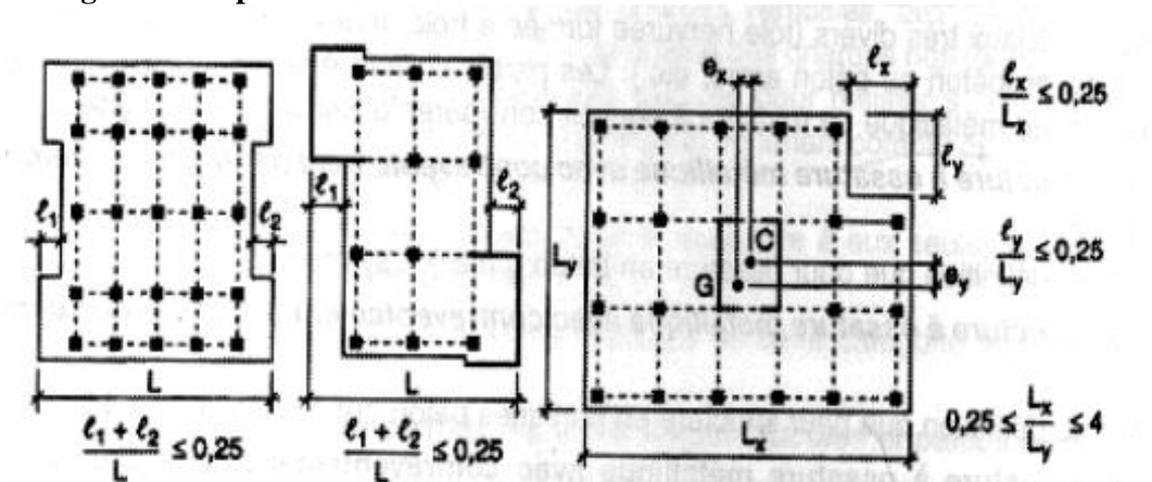


Figure IV.1: Limites des décrochements en plan.

$$\frac{l_1+l_2}{L} = \frac{3,1+4,1}{22,70} = 0,32 > 0,25 \dots\dots\dots\text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{2,05}{29,60} = 0,07 \leq 0,25 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{7}{22,70} = 0,30 > 0,25 \dots\dots\dots\text{Condition non vérifiée.}$$

$$1,30 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{29,60}{22,70} = 1,30 \leq 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Donc la structure n'est pas régulière en plan.

• Régularité en élévation

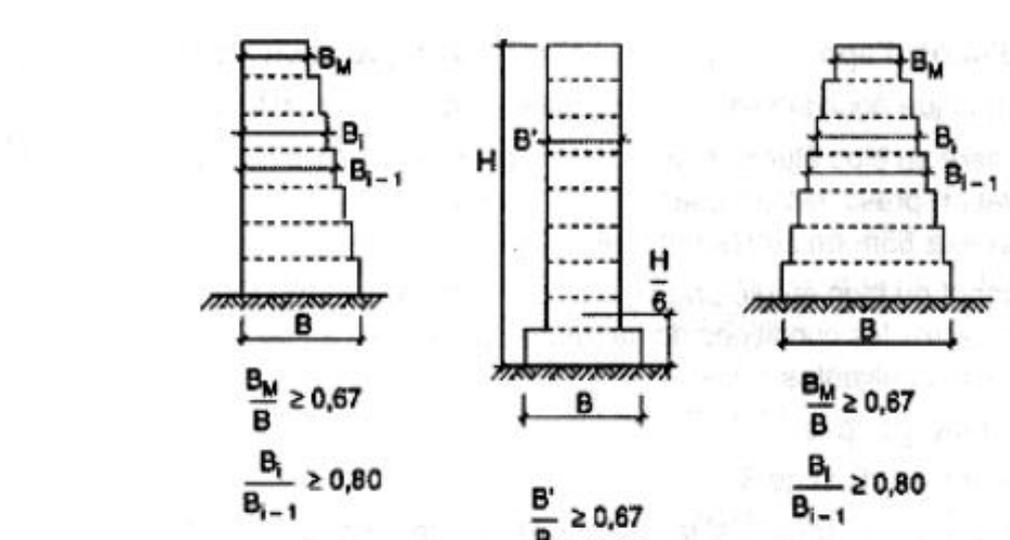


Figure IV.2: Limites des décrochements en élévation.

$$\frac{B'}{B} = \frac{2,90}{22,70} = 0,13 < 0,67 \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée.}$$

Donc la structure n'est pas régulière en élévation.

Résultat : Les critères de classification des ouvrages selon leur configuration dictés par [RPA99V2003/A.3.5] nous montre que la structure étudiée présente une irrégularité en plan et une irrégularité en élévation. Donc on utilise **la méthode dynamique modale spectrale** pour l'analyse sismique.

IV.4. Calcul des efforts sismiques selon la méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.1. Introduction

Il existe de nombreux programmes permettant le calcul automatique des structures diverses, basés sur la méthode des éléments finis M.E.F. Pour calculer les efforts sismiques selon la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul qui est **Autodesk Robot structural analyses 2020**.

IV.4.2. Analyse modale spectrale de la structure

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant au bas est calculé par la méthode statique équivalente.

IV.4.3. Disposition des voiles

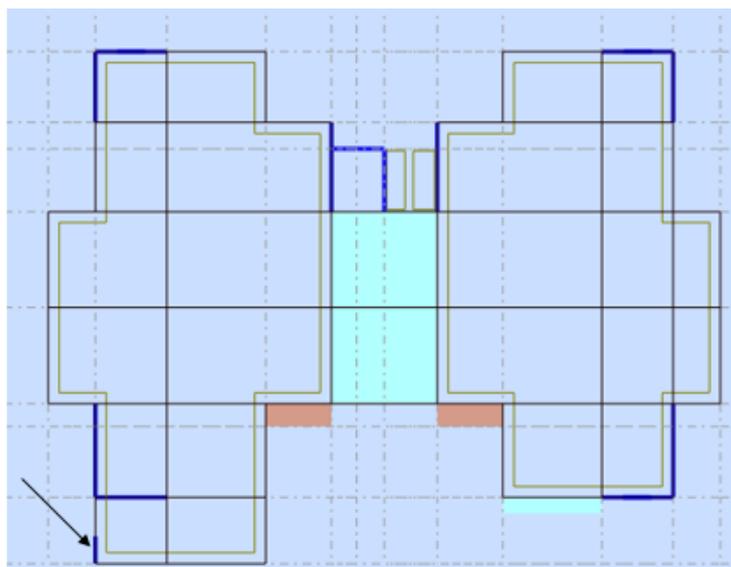


Figure IV.3: Disposition des voiles.

IV.4.4.1. Présentation des résultats de l'analyse sismique avec la nouvelle disposition

Donc on a au minimum 10 modes, dans notre cas nous avons pris 20 modes pour essayer d'obtenir une somme des masses modales effectives dépassant 90% pour les deux directions.

Tableau IV.1: La variation des masse cumulées et modale selon la période.

Les modes	La période (s)	Masse cumulées UX(%)	Masse cumulées UY(%)	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)
1^{ere} mode	0,75	66,75	0,12	66,75	0,12
2^{eme} mode	0,68	66,87	64,16	0,12	64,05
3^{eme} mode	0,40	66,87	64,21	0,00	0,04
4^{eme} mode	0,20	82,37	64,24	15,50	0,04
5^{eme} mode	0,16	82,41	81,72	0,04	17,48
6^{eme} mode	0,11	82,44	81,72	0,03	0,00
7^{eme} mode	0,10	87,49	81,73	5,05	0,01
8^{eme} mode	0,07	87,50	87,26	0,01	5,53
9^{eme} mode	0,06	89,52	87,26	2,02	0,00
10^{eme} mode	0,06	89,52	88,01	0,00	0,75
11^{eme} mode	0,06	89,81	88,02	0,29	0,01
12^{eme} mode	0,05	90,22	88,03	0,41	0,00
13^{eme} mode	0,05	90,22	88,03	0,00	0,00
14^{eme} mode	0,05	90,22	88,03	0,00	0,00
15^{eme} mode	0,05	90,22	88,03	0,00	0,00
16^{eme} mode	0,05	90,22	88,03	0,00	0,00
17^{eme} mode	0,05	90,25	88,03	0,03	0,00
18^{eme} mode	0,05	91,30	88,03	1,05	0,00
19^{eme} mode	0,05	91,31	88,03	0,01	0,00
20^{eme} mode	0,04	91,31	90,56	0,00	2,53

1^{ere} mode: T=0,75s

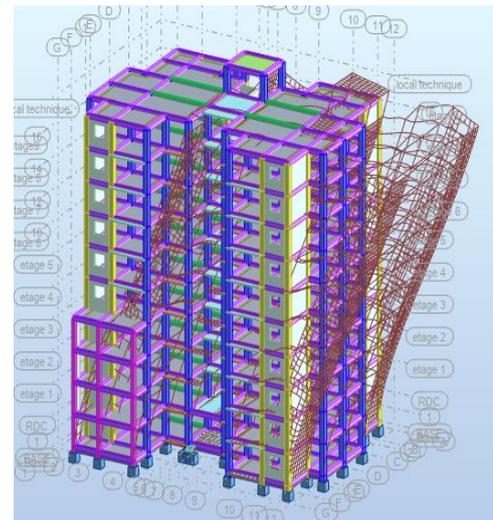
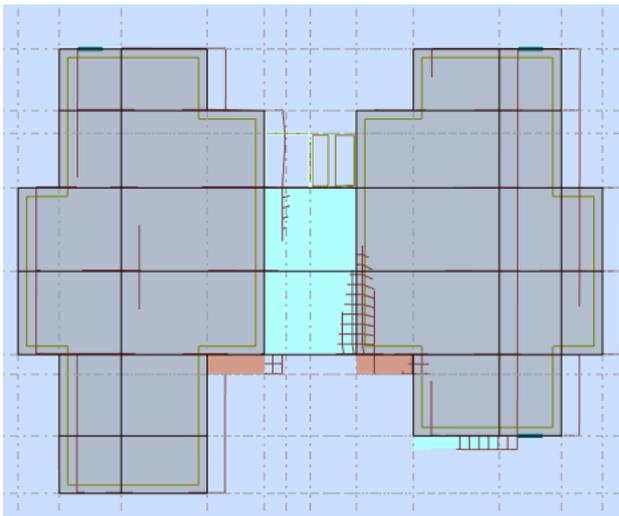


Figure IV.4: Structure en mode 01 translation suivant X.

2^{eme} mode : T=0,68s

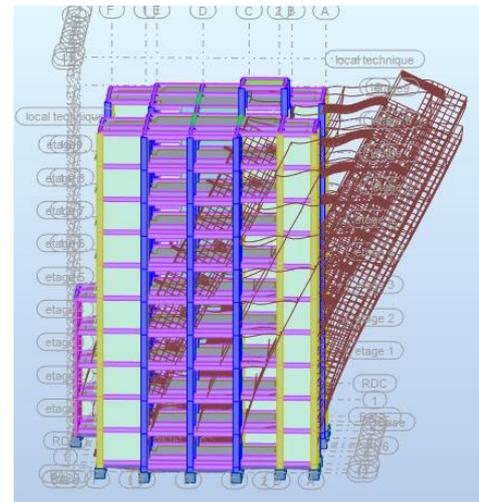
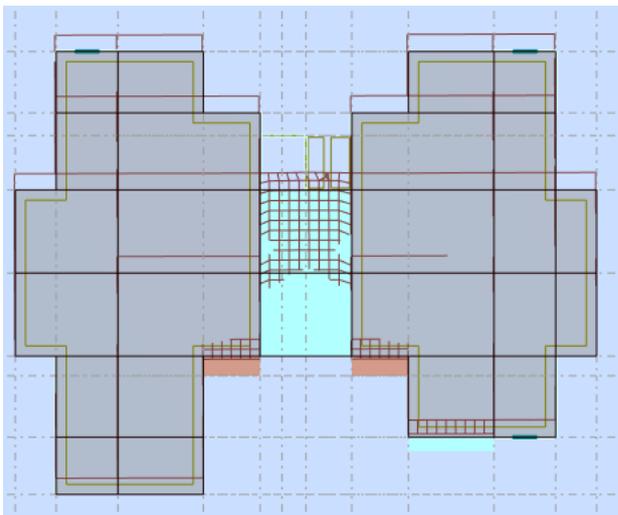


Figure IV.5: Structure en mode 02 translations suivant Y.

3^{eme} mode: T=0,40s

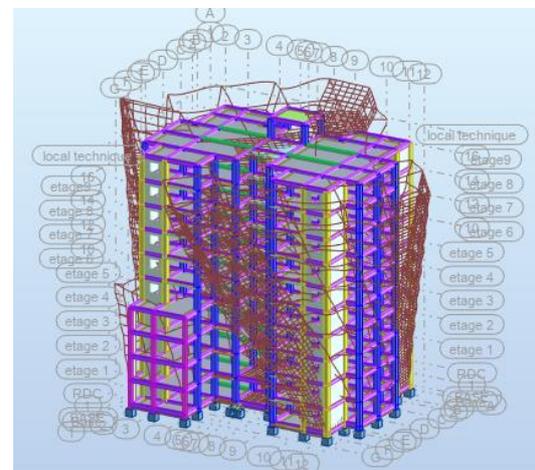
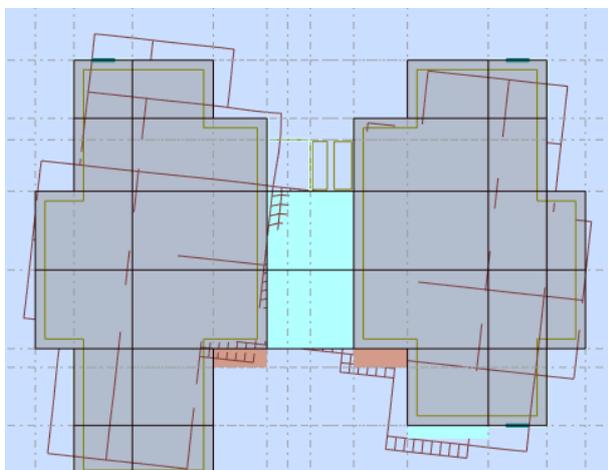


Figure IV.6: Structure en mode 03 torsion.

IV.5. L'analyse sismique :

Après la détermination des modes propres de la structure par l'analyse modale, on passe à l'analyse sismique par la détermination d'un spectre de réponse qui sera fait par le logiciel ROBOT.

Spectre de réponse de calcul :

Le spectre de réponse est la représentation graphique des déplacements, des vitesses ou des accélérations maximales d'un ensemble des systèmes à un DDL en fonction des fréquences ou des périodes du système soumis à une même force d'excitation.

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) (\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) (\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}} (\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} (\frac{Q}{R}) & T > 3s \end{cases} \quad [1]$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **η** : Facteur de correction d'amortissement.
- **R** : coefficient de comportement de la structure.
- **T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- **Q** : Facteur de qualité.

❖ Le sens X :

Cas 4 : VX
 Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)
 Excentricité de masse ex = 5.000 (%) ey = 5.000 (%)
 Direction de l'excitation:
 X = 1.000
 Y = 0.000
 Z = 0.000

Données:
 Zone : IIa
 Usage : 2
 Assise : S2
 Coefficient de qualité : 1.100
 Coefficient de comportement : 4.000
 Amortissement : X = 8.50 %

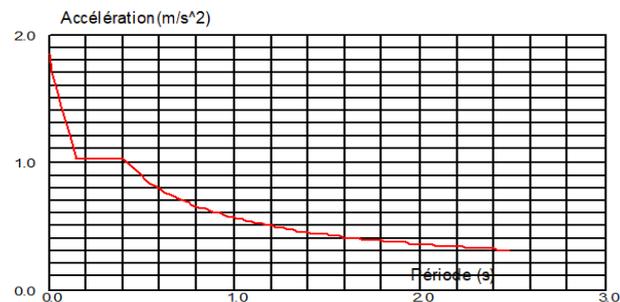


Figure VI.7: Spectre de la réponse d'après la note de calcul du logiciel ROBOT .

❖ Le sens Y

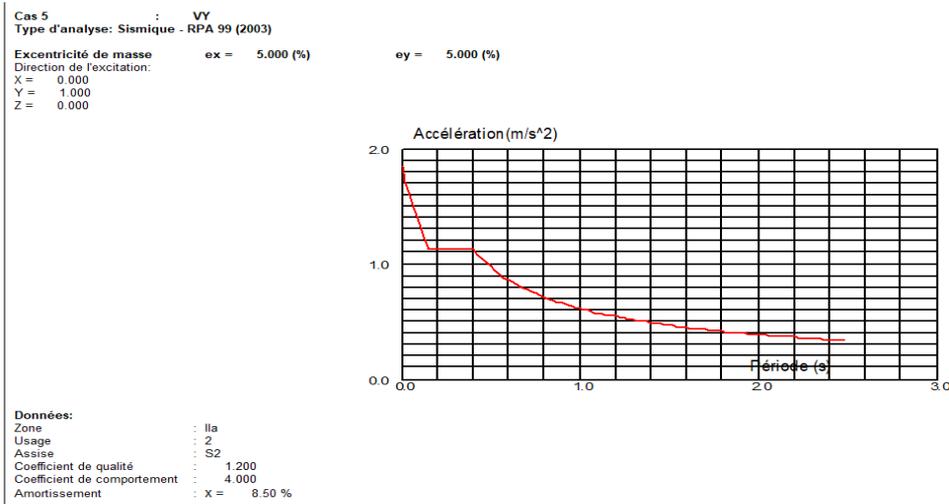


Figure VI.8: Spectre de réponse d'après la note de calcul du logiciel ROBOT.

IV.5.1. Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre masse et le centre de torsion.

- L'excentricité théorique obtenue par logiciel Autodesk Robot structural analyses :

$$ex = |Xm - Xr| \quad ey = |Ym - Yr|$$

Tableau IV.2: La masse et l'excentricité théorique et accidentelle de chaque niveau.

Etage	La masse (kN)	Xm (m)	Ym (m)	Xr (m)	Yr (m)	ex (m)	ey (m)
La base	1427,81	14,26	11,90	14,43	11,54	0,17	0,36
RDC	2868,67	14,31	12,36	14,53	13,02	0,22	0,66
1 ^{ere} etage	2818,10	14,30	12,44	14,53	11,58	0,23	0,64
2 ^{eme} etage	2818,10	14,30	12,44	14,53	11,58	0,23	0,64
3 ^{eme} etage	2818,10	14,30	12,50	14,53	11,59	0,23	0,65
4 ^{eme} etage	2736,33	14,60	12,82	14,60	13,72	0,00	-0,9
5 ^{eme} etage	2736,33	14,60	12,89	14,60	13,72	0,00	0,83
6 ^{eme} etage	2736,33	14,60	12,89	14,60	13,72	0,00	0,83
7 ^{eme} etage	2736,33,	14,60	12,91	14,60	13,72	0,00	0,81
8 ^{eme} etage	2736,33	14,60	12,91	14,60	13,72	0,00	0,81
9 ^{eme} etage	2630,30	14,59	12,89	14,60	13,68	0,01	0,79
Locale technique	213,81	14,60	17,35	14,60	17,35	0,00	0

Le calcul de l'excentricité n'est pas une condition à vérifier mais c'est un outil d'aide à disposer les voiles, on voit que la distance entre le centre de masse et le centre de torsion est petit puisqu'on a une translation pure selon les deux sens.

Ce calcul est fait pour la première configuration, il est remarqué qu'après nous avons ajouté le nouveau voile l'excentricité est réduit.

IV.5.2. justifications vis-à-vis le déplacement

Les déplacements horizontaux absolus δ_K et les déplacements relatifs Δ_k du centre de gravité des étages sont définis par : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$ [1]

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .
- $R=4$: coefficient de comportement de la structure [1]

Le déplacement relatif d'étage Δ_k se calcul selon le même article par la formule :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le RPA99 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, c.à.d. $\Delta_k < 1\% \times h_e$

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.3: Justification vis-à-vis le déplacement

	Sens x-x					Sens y-y			
	δ_{ek} (cm)	δ_K (cm)	Δ_k (cm)	h_e (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$	δ_{ek} (cm)	δ_K (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_e}$
Locale technique	0,417	1,616	1,212	262	0,463	0,483	2,008	1,506	0,575
9^{eme} etage	0,531	2,052	1,539	306	0,503	0,543	2,3	1,725	0,564
8^{eme} etage	0,564	2,156	1,617	306	0,528	0,571	2,392	1,794	0,586
7^{eme} etage	0,600	2,3	1,725	306	0,564	0,587	2,464	1,848	0,604
6^{eme} etage	0,629	2,392	1,794	306	0,586	0,595	2,464	1,848	0,604
5^{eme} etage	0,645	2,448	1,836	306	0,600	0,588	2,42	1,815	0,593
4^{eme} etage	0,642	2,412	1,809	306	0,591	0,560	2,272	1,704	0,557
3^{eme} etage	0,611	2,3	1,725	306	0,564	0,512	2,088	1,566	0,512
2^{eme} etage	0,555	2,084	1,563	306	0,511	0,443	1,788	1,341	0,438
1^{ere} etage	0,463	1,732	1,299	306	0,425	0,345	1,372	1,029	0,336
RDC	0,296	1,092	0,819	306	0,268	0,206	0,792	0,594	0,194
La base	0,008	0,024	0,018	51	0,035	0,008	0,024	0,018	0,035

Analyse des résultats : les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

IV.5.3. Calcul des moments de renversement d'étages

Ils se calcul par la formule suivante :

$$M_r = M_{r1} + V_{R+1} \times h_e$$

- M_r : Moment de renversement de l'étage.
- h_e : Hauteur d'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.4: Effort tranchant et moment de renversement de chaque étage.

Niveau	L'effort tranchant		h_e (m)	Moment de renversement	
	V_x (kN)	V_y (kN)		$M_r(x)$ (kN.m)	$M_r(y)$ (kN.m)
Locale technique	51,28	65,96	2,62	/	/
9 ^{eme} etage	759,76	821,38	3,06	2324,8656	2513,4228
8 ^{eme} etage	1371,60	1465,93	3,06	6521,9616	6999,1686
7 ^{eme} etage	1842,84	1948,97	3,06	12161,052	12963,017
6 ^{eme} etage	2229,72	2351,09	3,06	18983,995	20157,352
5 ^{eme} etage	2556,95	2685,78	3,06	26808,262	28375,839
4 ^{eme} etage	2840,03	2973,60	3,06	35498,754	37475,055
3 ^{eme} etage	3097,66	3234,46	3,06	44977,594	47372,503
2 ^{eme} etage	3312,23	3447,62	3,06	55113,017	57922,22
1 ^{ere} etage	3481,19	3621,21	3,06	65765,459	69003,122
RDC	3585,80	3727,03	3,06	76738,007	80407,834
La base	3591,81	3734,93	0,51	78569,83	82312,649

Vérifications

a. Stabilité au renversement :

Pour que notre bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5 \text{ Avec } \begin{cases} M_{sx} = W \frac{L_x}{2} \\ M_{sy} = W \frac{L_y}{2} \end{cases}$$

Avec :

- M_s : le moment stabilisent.
- W : Poids du bâtiment.

- **L**: la dimension en plan du bloc dans la direction considérée.
- **M_r**: Moment déstabilisant de renversement, engendré par l'action sismique horizontale.

Tableau IV.5: Stabilité au renversement.

Sens	W (KN)	L(m)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$
Longitudinal(X)	62909,65	29,60	931062,82	78569,83	11,85	Condition vérifiée
Transversal(Y)	62909,65	22,70	714024,52	82312,649	8,67	

Ces résultats nous permettent d'affirmer que le bâtiment est stable vis-à-vis au renversement

IV.6. Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

- **Calcul de la résultante des forces sismique à la base par la méthode statique équivalente :**

Selon [RPA99V2003/A.4.3.6] la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales lors de l'analyse modale spectrale, ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques à la base V_{stat} déterminée par la méthode statique équivalente.

- **Calcul de la résultante des forces sismique à la base par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad [1]$$

Avec :

- **W** : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation [RPA99V2003/tableau 4.5] On a :

$$W = 62909,65 \text{ kN}$$

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone.

D'après [RPA99V2003/tableau 4.1] pour la zone sismique **IIa** et le groupe d'usage **2** on à :

$$A = 0.15$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases} \quad [1]$$

• **Classification du site :**

Selon le rapport géotechnique, le site est classé dans la catégorie S2 (site ferme).
Donc d’après [RPA99V2003/tableau 4.7] les valeurs de $T_1 = 0,15 s$ et $T_2 = 0,40s$

Le pourcentage d’amortissement critique $\xi(\%)$:

Donc d’après [RPA99V2003/tableau 4.2]

Tableau IV.6: La valeur de (ξ).

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Leger	6	4	10
Dense	7	5	

Par conséquent la valeur de (ξ) sera la moyenne :

$$\xi = \frac{10 + 7}{2} = 8,5 \%$$

η : Facteur de correction d’amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \text{ [RPA99V2003/A4.3.3]}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} \rightarrow \eta = 0,82 \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On a $0,40 \leq 0,73 \leq 3s$

$$D_x = 2,5 \times 0,82 \times \left(\frac{0,40}{0,75}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D_x = 1,35$$

$$D_y = 2,5 \times 0,82 \times \left(\frac{0,40}{0,75}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow D_y = 1,35$$

• **Le facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.
- La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q soit satisfait ou non. Sa valeur est donnée par. [RPA99V2003/tableau 4.4]

Tableau IV.7: Valeur des pénalités P_q .

Critère q	P_q		Le sens	
	Observe	N/ observe	x	y
Condition sur les fils de contreventement	0	0,05	0,05	0,05
Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,05	0	0
			$Q = 1 + P_q$ $Q = 1,1$	$Q = 1 + P_q$ $Q = 1,2$

Le sens x

$$V_{stat} = \frac{0,15 \times 1,35 \times 1,1}{4} \times 62909,65$$

$$\rightarrow V_{stat} = 3503,28 \text{ kN}$$

$$80\% V_{stat} = 2802,62 \text{ kN}$$

$$V_{dyn} = 3591,81 \text{ kN} > 2802,62 \text{ kN}$$

Le sens y

$$V_{stat} = \frac{0,15 \times 1,35 \times 1,2}{4} \times 62909,65$$

$$\rightarrow V_{stat} = 3821,76 \text{ kN}$$

$$80\% V_{stat} = 3057,40 \text{ kN}$$

$$V_{dyn} = 3734,81 \text{ kN} > 3057,40 \text{ kN}$$

Donc la condition $V_{dyn} > 80\% V_{stat}$ est vérifiée dans les deux sens.

IV.7. Vérification de l'effet (P-Δ) de second ordre :

La vérification du 2° ordre ou l'effet (P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10 \quad [\text{RPA99V2003/A5.9}]$$

- 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 »
- p_k : Le poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau k

$$p_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

- $\beta=0,2$ d'après [RPA99V2003/tableau 4.5].
- W_{gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{qi} : charge d'exploitation.

Tableau IV.8: Vérification de l'effet de second –ordre l'effet (P- Δ).

Niveau	p_k (KN)	V_k (KN)		h_k (m)	Δ_k (m)		θ	
		sens x	sens y		sens x	sens y	sens x	sens y
Locale technique	217,74	51,28	65,96	2,61	0,417	0,483	0,007	0,006
9 ^{eme} etage	5305,45	759,76	821,38	3,06	0,531	0,543	0,012	0,011
8 ^{eme} etage	11126,62	1371,60	1465,93	3,06	0,564	0,571	0,015	0,014
7 ^{eme} etage	16878,10	1842,84	1948,97	3,06	0,600	0,587	0,018	0,017
6 ^{eme} etage	22629,57	2229,72	2351,09	3,06	0,629	0,595	0,021	0,019
5 ^{eme} etage	28326,08	2556,95	2685,78	3,06	0,645	0,588	0,023	0,020
4 ^{eme} etage	34035,75	2840,03	2973,60	3,06	0,642	0,560	0,025	0,021
3 ^{eme} etage	40014,34	3097,66	3234,46	3,06	0,611	0,512	0,026	0,021
2 ^{eme} etage	45932,44	3312,23	3447,62	3,06	0,555	0,443	0,025	0,019
1 ^{ere} etage	51926,99	3481,19	3621,21	3,06	0,463	0,345	0,023	0,016
RDC	57947,17	3585,80	3727,03	3,06	0,296	0,206	0,016	0,010
La base	62909,65	3591,81	3734,93	-0,51	0,008	0,008	-0,003	-0,003

On a : $\max(\theta_x; \theta_y) = \max(0,026; 0,021)$

$\theta_x = 0,026 < 0.10$ conditions vérifiées

Donc $\theta < 0.10$ dans tous les niveaux, donc l'effet P- Δ est négligé.

IV.8. Conclusion

L'étude sismique de notre structure s'est faite à l'aide du logiciel **Autodesk Robot structural analyses** par la méthode dynamique spectrale suite à non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La première disposition des voiles n'a pas vérifié les conditions de 90% pour 30 modes, et aussi les dimensions des poteaux étaient insuffisantes. Nous avons remarqué aussi la présence d'une légère torsion dans les deux premiers modes pour cela on a augmenté la section des poteaux d'une part, d'autre part nous avons disposé un voile supplémentaire dans la partie saillante du bâtiment.

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va étudier l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Étude des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux, on distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, elles sont soumises à des moments fléchissant et des efforts tranchants. Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple selon le CBA93 tout en respectant les règles du règlement RPA99V2003.

V.2.1. Condition de ferrailage

Armature longitudinale : [1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section :

➤ **Pour les poutres principales 1 et les poutres secondaires :**

$$A_{smin} = 0,5\%(b \times h) = 0,005 \times (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **Pour les poutres principale 2:**

$$A_{smin} = 0,5\%(b \times h) = 0,005 \times (30 \times 60) = 9 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est calculé comme suit :

➤ **Pour les poutres principales 1 et les poutres secondaires (30×40)cm² :**

$$\begin{cases} \text{en zone courante} & A_{max} = 0,04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ \text{en zone de recouvrement} & A_{max} = 0,06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Pour les poutres principale 2 : (30×60)cm²**

$$\begin{cases} \text{en zone courante} & A_{max} = 0,04 \times (30 \times 60) = 72 \text{ cm}^2 \\ \text{en zone de recouvrement} & A_{max} = 0,06 \times (30 \times 60) = 108 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures transversales : [1]

La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A_{tmin} = 0,003 \times S \times b$$

- S: Est l'espacement entre deux cours d'armatures transversales.
- b: Largeur de la section transversale de la poutre.

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{Zone nodale : } s \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\}$$

$$\text{Hors zone nodale : } s \leq \frac{h}{2}$$

ϕ : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40 ϕ en zone IIa.

V.2.2. Poutre principale 1

Ferrailage longitudinal

On doit calculer le ferrailage de la poutre la plus sollicitée dans la structure. La poutre apparaît au niveau RDC de portée 4,6m

On a **b = 30 cm** , **h = 40 cm** , **d = 37,5 cm** , **d' = 2.5 cm**.

❖ En travée

$$\begin{cases} M_{tu} = 101,15 \text{ kN} & \text{Sous la combinaison : ELU} \\ M_{ts} = 74,06 \text{ kN} & \text{Sous la combinaison : ELS} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{101,15}{74,06} \rightarrow \gamma = 1.37$$

Ce qui donne : $\mu_u = 0.341 \times 1.37 - 0.1776 \rightarrow \mu_u = 0.289$

• Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{101,15 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375^2 \times 14,17} = 0.17 < \mu_u = 0.289$$

L'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$)

• Calcul des armatures tendues (A_s) :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.17}) \rightarrow \alpha = 0.23 < 0.259$$

$$\text{L'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire : } \begin{cases} \epsilon_s = 10\text{‰} \\ \epsilon_{bc} = 3.5\text{‰} \\ \sigma_s = \sigma_{bc} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_u = \frac{M_u}{Z_d \times \sigma_s}$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \times d = (1 - 0.4 \times 0.23) \times 0.375 \rightarrow Z = 0.34 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{101,15 \times 10^{-3}}{0.34 \times 348} \rightarrow A_u = 8,55 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage minimal :**

La section minimale en flexion composée provient de [BAEL.91V99/A.4.2.1]et [BAEL.91V99/B.6.4].

Condition de non fragilité :

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \frac{30 \times 37,5}{1000}; 0.23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \{1.125 ; 1.35\} \rightarrow A_{min}^{BAEL} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_u, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA}) = \max (8,55 ; 1.35 ; 6) \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 8,55 \text{ cm}^2$

Donc le ferraillage adopté sera : **6HA14** avec $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

❖ **Sur appuis**

$$\begin{cases} M_{au} = 102,03 \text{ kN} & \text{Sous la combinaison : ELU} \\ M_{as} = 74,71 \text{ kN} & \text{Sous la combinaison : ELS} \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{as}} = \frac{102,03}{74,71} \rightarrow \gamma = 1.37$$

Ce qui donne : $\mu_u = 0.341 \times 1.37 - 0.1776 \rightarrow \mu_u = 0.289$

• **Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{102,03 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375^2 \times 18.48} = 0.131 < \mu_u = 0.289$$

L'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$)

• **Calcul des armatures tendues (As) :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.131}) \rightarrow \alpha = 0.18 < 0.259$$

$$\text{L'ELU est atteint en pivot A, c'est-à-dire : } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\%. \\ \varepsilon_{bc} = 3.5\%. \\ \sigma_s = \sigma_{bc} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc on calcul la section fictive de l'acier tendue :

$$A_u = \frac{M_u}{Z_d \times \sigma_s}$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \times d = (1 - 0.4 \times 0.18) \times 0.375 \rightarrow Z_d = 0.349 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{102,03 \times 10^{-3}}{0.348 \times 400} \rightarrow A_u = 7,32 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage minimal :**

La section minimale en flexion composée provienne de [BAEL.91V99/A.4.2.1]et [BAEL.91V99/B.6.4].

Condition de non fragilité :

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \frac{30 \times 37,5}{1000}; 0.23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \{1.125; 1.35\} \rightarrow A_{min}^{BAEL} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max (A_u; A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA}) = \max (7,32; 1.35 ;6) \text{ cm}^2$

On prend $A_s = 7,32 \text{ cm}^2$

Donc le ferraillage adopté sera : **6HA14** avec $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

Armature transversale :

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.9 \times f_e} \quad [3]$$

Avec :

- K=1 FPN , pas de reprise de bétonnage
- $\alpha = 90^\circ$ pour la flexion simple, armature droite

Dans la zone nodale: $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4} = 10 \text{ cm}; 12 \times 1,4 = 16,80 \text{ cm} \right\}$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$

- Hors zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

Calcul à l'ELU :

- **L'effort tranchant :** [1]

L'effort tranchant maximal a apparu dans la poutre située en RDC. il est égale à 178.96 kN

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} = \frac{178.96 \times 10^{-3}}{0,375 \times 0.30} = 1.59 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (1.59 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} \rightarrow A_t = 1.2 \text{ cm}^2$$

Vérification de la Recommandation du (RPA 99/Version 2003) :

$$A_{t\ min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\ \text{cm}^2$$

$$A_t = 1,2\ \text{cm}^2 < A_{t\ min} = 1,35\ \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On adopte **3HA8** avec $A_s = 1,51\ \text{cm}^2$

Vérification des armatures et espacement (BAEL91V99/ A.5.1.2.2 et A.7.2.2), il est nécessaire de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0,4\text{MPa} \\ \phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \\ S_t \leq \min (0.9d ; 40\ \text{cm}) \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{1,51 \times 400}{30 \times 15} = 1,34 > 0,4\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq \min (0.9d ; 40\ \text{cm}) = 33,75\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l = 1,4; \frac{h}{35} = 1,14; \frac{b}{10} = 3 \right) \rightarrow \phi_t = 1,14\ \text{mm}$$

Vérifications règlementaires :

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad [1]$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 3,33\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,59\ \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33\ \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b < \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} \end{cases}$$

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

Comme la fissuration est peu préjudiciable Selon (BAEL91V99/A.5.4.32) on a $\overline{\sigma_s} = 400\text{MPa}$

➤ **En travée : $M_{ts} = 74,06\text{kN}$; $A_s = 9,24\text{cm}^2$; $d = 37,5\text{cm}$**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + 15 \times (A_s + A_s')y - 15 \times (A_s d + A_s' d') = 0$$

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times A_s d = 0$$

$$30y^2 + 277,2 y - 10395 = 0$$

$$\text{Donc } y = 14,56\ \text{cm}$$

- Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - \hat{d})^2]$$

$$I = \frac{30 \times 14,56^3}{3} + 15 \times [9,24 \times (37,5 - 14,56)^2] \rightarrow I = 103803,63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{74,06 \times 10^6}{103803,63 \times 10^4} \times 14,56 \times 10 \rightarrow \sigma_b = 10,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 75,06 \times 10^6}{103803,63 \times 10^4} \times (37,5 - 14,56) \times 10 \rightarrow \sigma_s =$$

245,50 MPa

$$\begin{cases} \sigma_b = 10,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 245,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{cases} \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appui : $M_{as} = 74,71 \text{ kN}$; $= 9,24 \text{ cm}^2$, $d=37,5 \text{ cm}$**

$$by^2 + 30 \times A_s y - 30 \times A_s d = 0$$

$$30y^2 + 277,2 y - 10395 = 0$$

$$\text{Donc } y = 14,56 \text{ cm}$$

- Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - \hat{d})^2]$$

$$I = \frac{30 \times 14,56^3}{3} + 15 \times [9,24 \times (37,5 - 14,56)^2] \rightarrow I = 103803,63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{74,71 \times 10^6}{103803,63 \times 10^4} \times 14,56 \times 10 \rightarrow \sigma_{bc} = 10,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = \frac{15 \times 74,71 \times 10^6}{103803,63 \times 10^4} \times (37,5 - 14,56) \times 10 \rightarrow \sigma_s = 247,66 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 10,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 247,66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{cases} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\begin{cases} h \geq \max \left(\frac{l}{16} ; \frac{M_t l}{10 M_0} \right) \\ L \leq 8m \\ A_s \leq \frac{f_{bu} b_0 d}{f_e} \end{cases} \quad [3]$$

$$L = 4,6 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; M_t = 101,15 \text{ kN.m} ; A_s = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$q_0 = G_{plancher} + Q_{plancher} + P_{poutre} + P_{mure}$$

$$q_0 = (5,25 \times 4,6) + (1,5 \times 4,6) + (25 \times 0,30 \times 0,40) + (2,97 \times 4,6) = 47,71 \text{ kN/ml}$$

- $h = 40 \text{ cm} \geq \max \left(\frac{460}{16} ; \frac{101,15 \times 4,6}{10 \times 47,71} \right) = 28,75 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$

- $L = 4,6 \leq 8m$condition vérifiée
- $A_s = 9,24cm^2 \leq \frac{18,48 \times 30 \times 37,5}{400} = 51,97cm^2$condition vérifiée

Donc les conditions précédentes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

➤ En travée :

Tableau V.1: Ferrailage des poutres principales 1 sans voile en travée.

Etage	Section (cm ²)	M_{tu}^{max} (kN. m)	M_{tser}^{max} (kN. m)	A_s (cm ²)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adoptee}(cm^2)$
9 ^{ème} étage	(30× 40)	83.13	60.23	6,89	6	6HA14=9,24cm ²
8 ^{ème} étage	(30× 40)	83.48	60.49	6,92	6	6HA14=9,24cm ²
7 ^{ème} étage	(30× 40)	83.46	60.49	6,92	6	6HA14=9,24cm ²
6 ^{ème} étage	(30× 40)	83.72	62.75	6,94	6	6HA14=9,24cm ²
5 ^{ème} étage	(30× 40)	84.13	61	6,98	6	6HA14=9,24cm ²
4 ^{ème} étage	(30× 40)	84.80	61.51	7.04	6	6HA14=9,24cm ²
3 ^{ème} étage	(30× 40)	85.68	62.24	7.12	6	6HA14=9,24cm ²
2 ^{ème} étage	(30× 40)	86.71	62.96	7.21	6	6HA14=9,24cm ²
1 ^{er} étage	(30× 40)	87.53	63.60	7.29	6	6HA14=9,24cm ²
RDC	(30× 40)	101,15	74,06	8,55	6	6HA14=9,24cm ²

➤ Sur appui :

Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales 1 sans voile sur appui .

Étage	Section (cm ²)	M_{au}^{max} (kN. m)	M_{aser}^{max} (kN. m)	A_s (cm ²)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adoptee}(cm^2)$
9 ^{ème} étage	(30× 40)	85.91	62.29	6.08	6	6HA14=9,24cm ²
8 ^{ème} étage	(30× 40)	86.26	62.55	6.11	6	6HA14=9,24cm ²
7 ^{ème} étage	(30× 40)	86.25	62.55	6.11	6	6HA14=9,24cm ²
6 ^{ème} étage	(30× 40)	86.50	62.75	6.13	6	6HA14=9,24cm ²
5 ^{ème} étage	(30× 40)	86.91	63.06	6.16	6	6HA14=9,24cm ²
4 ^{ème} étage	(30× 40)	87.58	63.57	6.21	6	6HA14=9,24cm ²
3 ^{ème} étage	(30× 40)	88.47	64.24	6.28	6	6HA14=9,24cm ²
2 ^{ème} étage	(30× 40)	89.71	65.02	6.37	6	6HA14=9,24cm ²
1 ^{er} étage	(30× 40)	90.31	65.66	6.42	6	6HA14=9,24cm ²
RDC	(30× 40)	102,03	74.71	7,32	6	6HA14=9,24cm ²

V.2.4. Poutre principale 2

➤ En travée :

Tableau V.3 : Ferrailage des poutres principales 2 en travée.

Étage	Section (cm ²)	M_{tu}^{max} (kN. m)	M_{tser}^{max} (kN. m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptee}$ (cm ²)
9 ^{ème} étage	(30× 60)	96,23	69,76	4,99	9	6HA16=12.06cm ²
8 ^{ème} étage	(30× 60)	96,23	69,76	4,99	9	6HA16=12.06cm ²
7 ^{ème} étage	(30× 60)	96,23	69,76	4,99	9	6HA16=12.06cm ²
6 ^{ème} étage	(30× 60)	96,23	69,76	4,99	9	6HA16=12.06cm ²
5 ^{ème} étage	(30× 60)	96,23	69,76	4,99	9	6HA16=12.06cm ²
4 ^{ème} étage	(30× 60)	96,23	69,76	4,99	9	6HA16=12.06cm ²
3 ^{ème} étage	(30× 60)	96,23	69,76	4,99	9	6HA16=12.06cm ²
2 ^{ème} étage	(30× 60)	96,23	69,76	4,99	9	6HA16=12.06cm ²
1 ^{er} étage	(30× 60)	96,24	69,76	4,99	9	6HA16=12.06cm ²
RDC	(30× 60)	96,23	69,76	4,99	9	6HA16=12.06cm ²

➤ Sur appui :

Tableau V.4 : Ferrailage des poutres principales 2 sur appui.

Etage	Section (cm ²)	M_{au}^{max} (kN. m)	M_{aser}^{max} (kN. m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptee}$ (cm ²)
9 ^{ème} étage	(30× 60)	197.29	142.90	11.36	9	6HA16=12.06cm ²
8 ^{ème} étage	(30× 60)	197.09	142.86	11.35	9	6HA16=12.06cm ²
7 ^{ème} étage	(30× 60)	196.97	142.78	11.34	9	6HA16=12.06cm ²
6 ^{ème} étage	(30× 60)	196.90	142.73	11.34	9	6HA16=12.06cm ²
5 ^{ème} étage	(30× 60)	196.75	142.63	11.33	9	6HA16=12.06cm ²
4 ^{ème} étage	(30× 60)	196.59	142.52	11.32	9	6HA16=12.06cm ²
3 ^{ème} étage	(30× 60)	196.61	142.55	11.32	9	6HA16=12.06cm ²
2 ^{ème} étage	(30× 60)	196.89	142.79	11.34	9	6HA16=12.06cm ²
1 ^{er} étage	(30× 60)	196.55	142.55	11.32	9	6HA16=12.06cm ²
RDC	(30× 60)	192.57	139.66	11.07	9	6HA16=12.06cm ²

V.2.5. Poutre secondaire

➤ En travée :

Tableau V.5 : Ferrailage des poutres secondaires sans voile en travée.

Etage	Section (cm ²)	M_{tu}^{max} (kN. m)	M_{tser}^{max} (kN. m)	A_S (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptee}$ (cm ²)
9 ^{ème} étage	(30× 40)	49,09	35,64	3,93	6	6HA12=6,79cm ²
8 ^{ème} étage	(30× 40)	47,77	34,67	3,82	6	6HA12=6,79cm ²
7 ^{ème} étage	(30× 40)	46,20	33,53	3,69	6	6HA12=6,79cm ²
6 ^{ème} étage	(30× 40)	44.02	31,94	3,51	6	6HA12=6,79cm ²
5 ^{ème} étage	(30× 40)	41.30	29,95	3,28	6	6HA12=6,79cm ²
4 ^{ème} étage	(30× 40)	37.97	27.52	3.01	6	6HA12=6,79cm ²
3 ^{ème} étage	(30× 40)	34.02	24.65	2,69	6	6HA12=6,79cm ²
2 ^{ème} étage	(30× 40)	29,42	21.30	2,31	6	6HA12=6,79cm ²
1 ^{er} étage	(30× 40)	24,18	17,47	1,89	6	6HA12=6,79cm ²
RDC	(30× 40)	20	14,44	1,56	6	6HA12=6,79cm ²

➤ Sur appui :

Tableau V.6: Ferrailage des poutres secondaires sans voile sur appui.

Étage	Section (cm ²)	M_{au}^{max} (kN. m)	M_{aser}^{max} (kN. m)	A_S (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptee}$ (cm ²)
9 ^{ème} étage	(30× 40)	73.74	53.78	5.17	6	6HA12=6,79cm ²
8 ^{ème} étage	(30× 40)	72.23	52.67	5.06	6	6HA12=6,79cm ²
7 ^{ème} étage	(30× 40)	70.09	51.11	4.90	6	6HA12=6,79cm ²
6 ^{ème} étage	(30× 40)	67.21	49.01	4.69	6	6HA12=6,79cm ²
5 ^{ème} étage	(30× 40)	63.61	46.39	4.43	6	6HA12=6,79cm ²
4 ^{ème} étage	(30× 40)	59.22	43.19	4.11	6	6HA12=6,79cm ²
3 ^{ème} étage	(30× 40)	54.03	39.41	3.74	6	6HA12=6,79cm ²
2 ^{ème} étage	(30× 40)	47.97	34.99	3.30	6	6HA12=6,79cm ²
1 ^{er} étage	(30× 40)	40.76	29.74	2.79	6	6HA12=6,79cm ²
RDC	(30× 40)	36.41	26.59	2.49	6	6HA12=6,79cm ²

Schémas de ferrailage :

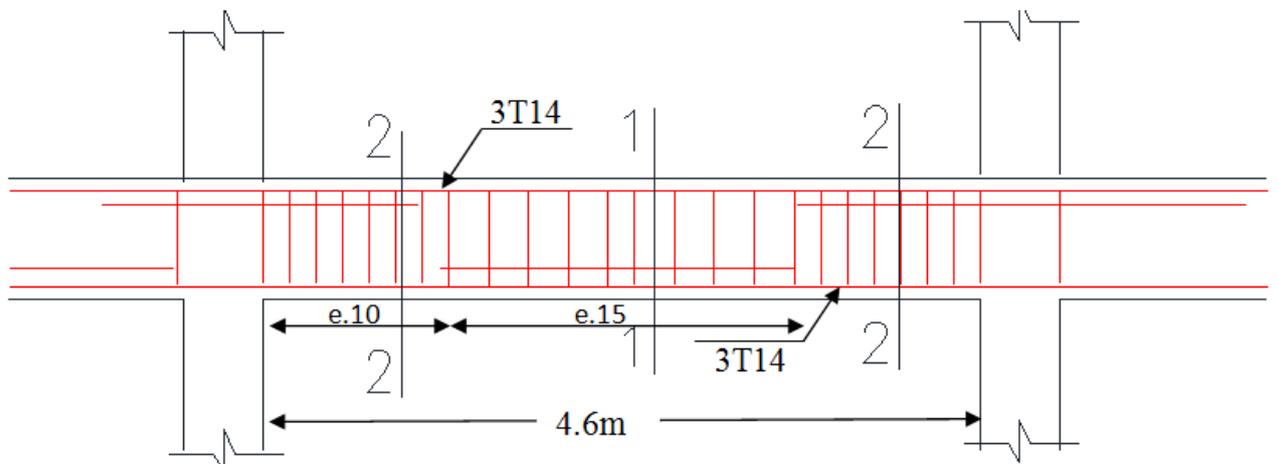


Figure V.1 : Schémas de ferrailage de la poutre principale 1

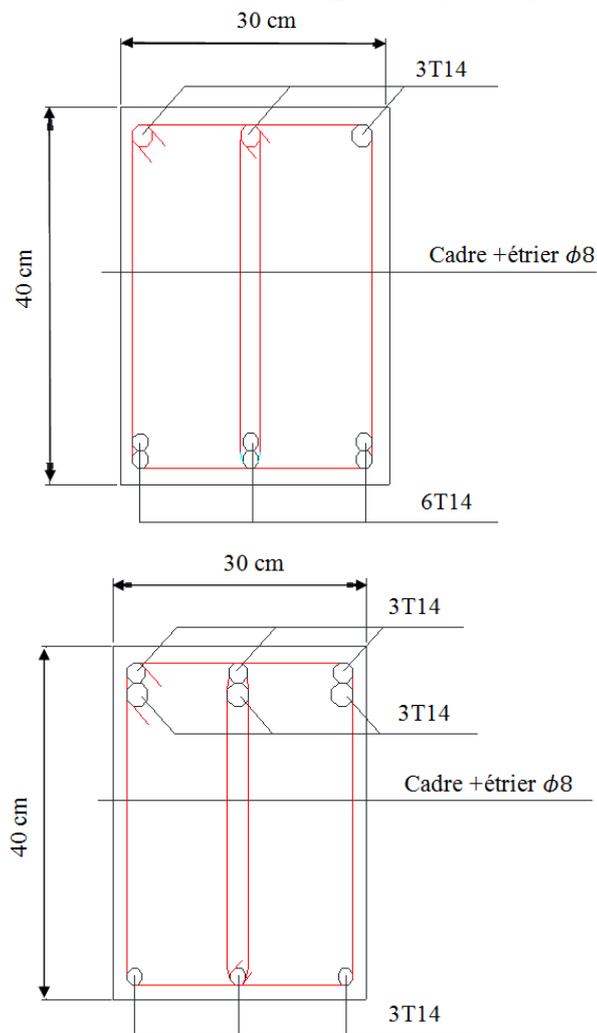


Figure V.2 : Les coupes de ferrailage de la poutre principale 1

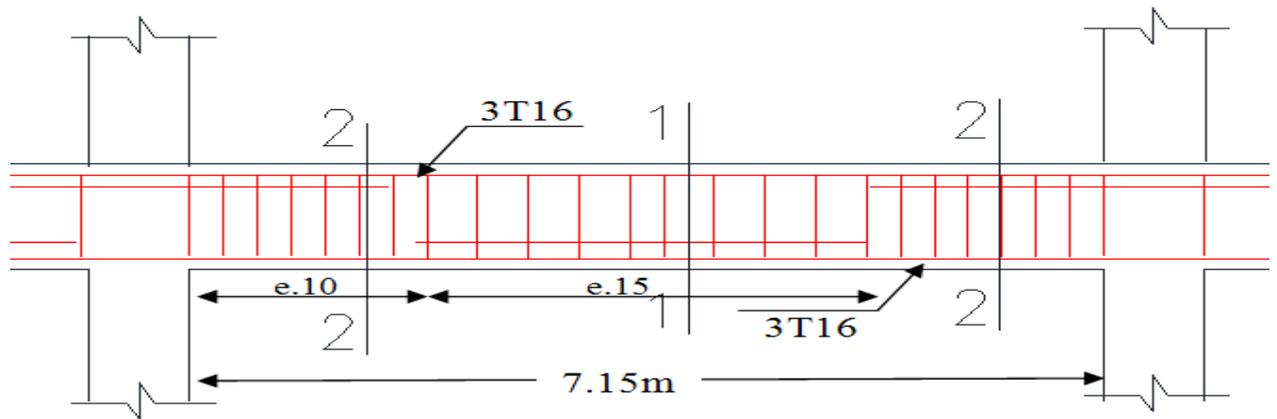


Figure V.3 : Schémas de ferrailage de la poutre principale 2.

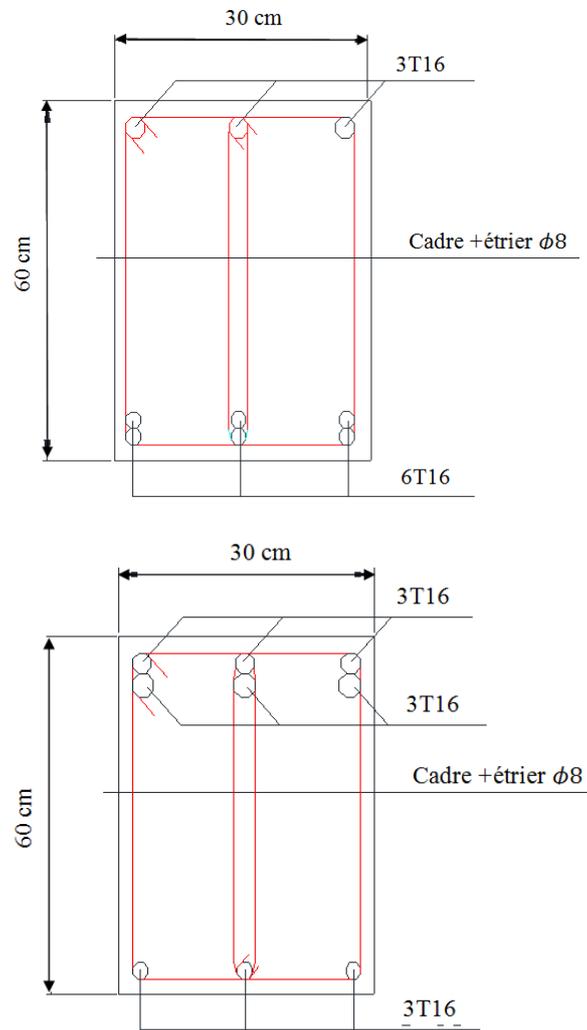


Figure V.4: Les coupes de ferrailage de la poutre principale 2.

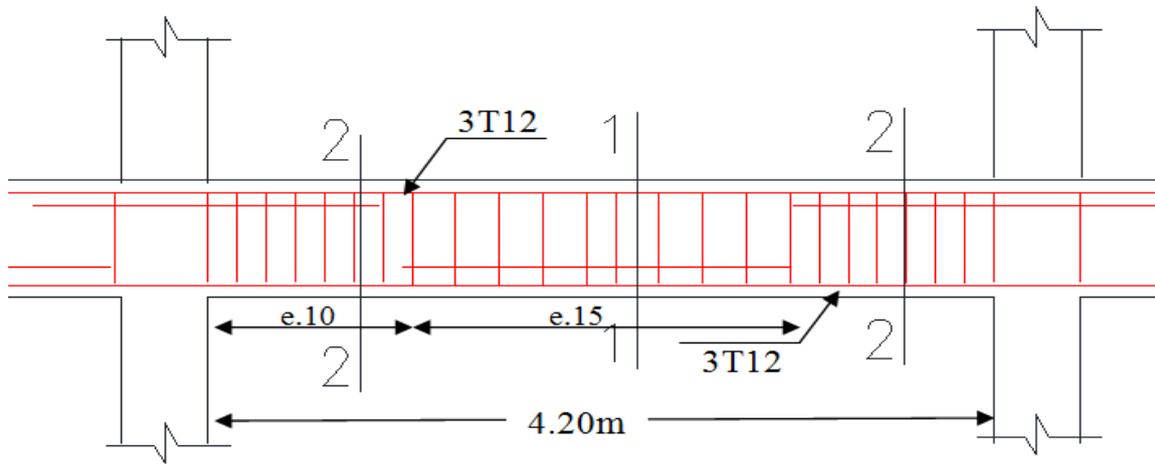


Figure V.5 : Schémas de ferrailage de la poutre secondaire.

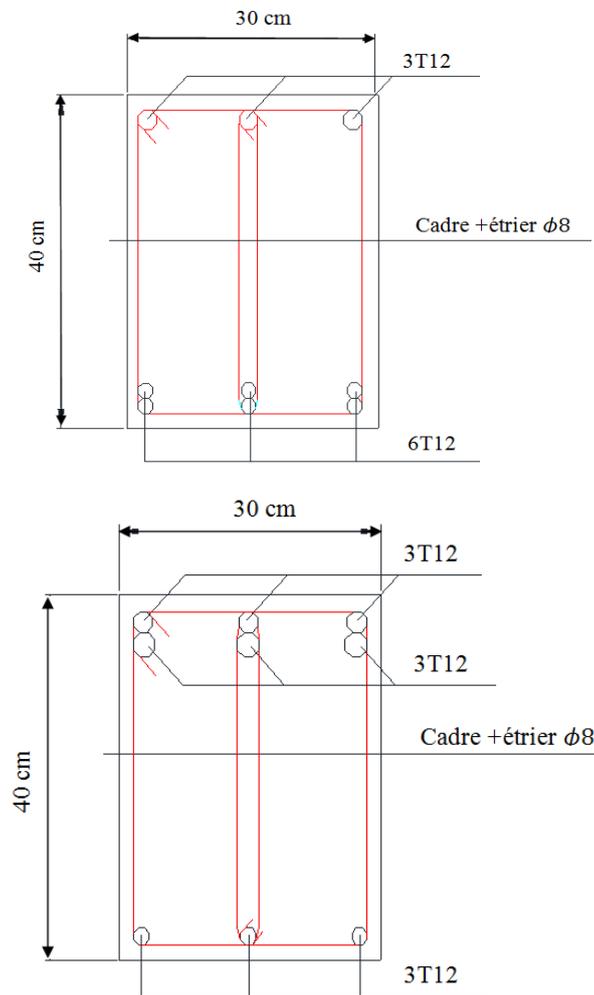


Figure V.6 : Les coupes de ferrailage de la poutre secondaire.

V.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux porteurs du système plancher- poutre, leurs rôles consistent à supporter les charges verticales et les transmettre vers les fondations jusqu' au sol, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée déviée.

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en **zone IIa** et celui donné par logiciel ROBOT, sous combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$ [1]
- $G+Q\pm E$ [3]
- $0,8G\pm E$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

- $N_{\max} \Rightarrow M_{Y\text{correspondant}} \text{ et } M_{Z\text{ correspondant}}$
- $M_{Y\max} \Rightarrow N_{\text{correspondant}} \text{ et } M_{Z\text{ correspondant}}$
- $M_{Z\max} \Rightarrow N_{\text{correspondant}} \text{ et } M_{Y\text{ correspondant}}$
- $N_{\min} \Rightarrow M_{Y\text{correspondant}} \text{ et } M_{Z\text{ correspondant}}$

Pour le calcul d'une section soumise à la flexion composée, 3 cas peuvent se présenter :

- **Section entièrement tendue : S.E.T.**

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

- **Section partiellement comprimée : S.P.C.**

Une Section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et la condition suivante est vérifier :

$$N_u(d - d') - M_1 < \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) \bar{\sigma}_{bc} b h^2$$

- **Section entièrement comprimée : S.E.C.**

Une Section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression et le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment délimité par les armatures et la condition suivante est vérifier :

$$N_u(d - d') - M_1 > \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) \bar{\sigma}_{bc} b h^2$$

V.3.1. Exigences et recommandation de ferrailage imposé par RPA99 V2003

A) Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal sera de

$$\begin{cases} 0.7\% \text{ en zone I} \\ 0.8\% \text{ en zone IIa} \\ 0.9\% \text{ en zone IIIb et III} \end{cases} \quad [1]$$

Pour notre projet le pourcentage minimal sera 0.8% pour la zone sismique IIa .

- Pour les poteaux de section $(55 \times 55) \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 0,008 \times (55 \times 55) = 24,2 \text{ cm}^2.$$

- Pour les poteaux de section $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

$$A_{min} = 0,008 \times (40 \times 40) = 12,80 \text{ cm}^2.$$

- Le pourcentage maximal sera de 3% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement ce qui donne :

- Pour les poteaux de section $(55 \times 55) \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} \text{en zone courante} & A_{max} = 0,03 \times (55 \times 55) = 90,75 \text{ cm}^2 \\ \text{en zone de recouvrement} & A_{max} = 0,06 \times (55 \times 55) = 181,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Pour les poteaux de section $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} \text{en zone courante} & A_{max} = 0,03 \times (40 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ \text{en zone de recouvrement} & A_{max} = 0,06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur minimale des recouvrements est de

$$\begin{cases} 40\emptyset \text{ en zone I et IIa.} \\ 50\emptyset \text{ en zone IIIb et III} \end{cases} \quad [1]$$

Pour notre projet $L_R = 40\emptyset$ pour la zone sismique IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

B) Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad [1]$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul.
- h_t : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est en fonction de l'élanement géométrique λ_g .

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad [1]$$

- t : est l'espacement des armatures transversales, cet espacement est fixé comme suit :

➤ Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$\begin{cases} t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) & \text{en zone I et IIa} \\ t \leq 10\text{cm} & \text{en zone IIIb et III} \end{cases}$$

➤ Dans la zone courante

$$\begin{cases} t \leq 15\phi_l & \text{en zone I et IIa} \\ t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}, 10\phi_l\right) & \text{en zone IIIb et III} \end{cases}$$

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = \begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g \geq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

- λ_g : est l'élanement géométrique du poteau
- a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation Considérée

Hypothèses de calcul :

- Fissuration peu préjudiciable ($e = 3$ cm).
- Calcul en flexion déviée composée.
- Calcul suivant BAEL 91V99.

Ferrailage longitudinal :

A partir des résultats du logiciel ROBOT on a :

V.3.2. Ferrailage des poteaux de section $(55 \times 55) \text{cm}^2$

Tableau V.7 : Les sollicitation dans les poteaux de section $(55 \times 55) \text{cm}^2$.

Combinaison	N	M_y	M_z
ELU	3681,92	0,29	40,77
G+Q-Ex	1107,45	137,56	0,81
G+Q+Ey	2844,87	-11,88	122,18
0,8G-Ex	10,21	-0,74	-3,01

Pour faciliter les calculs on va faire le ferrailage à l'aide du logiciel EXPERT BA comme suit :

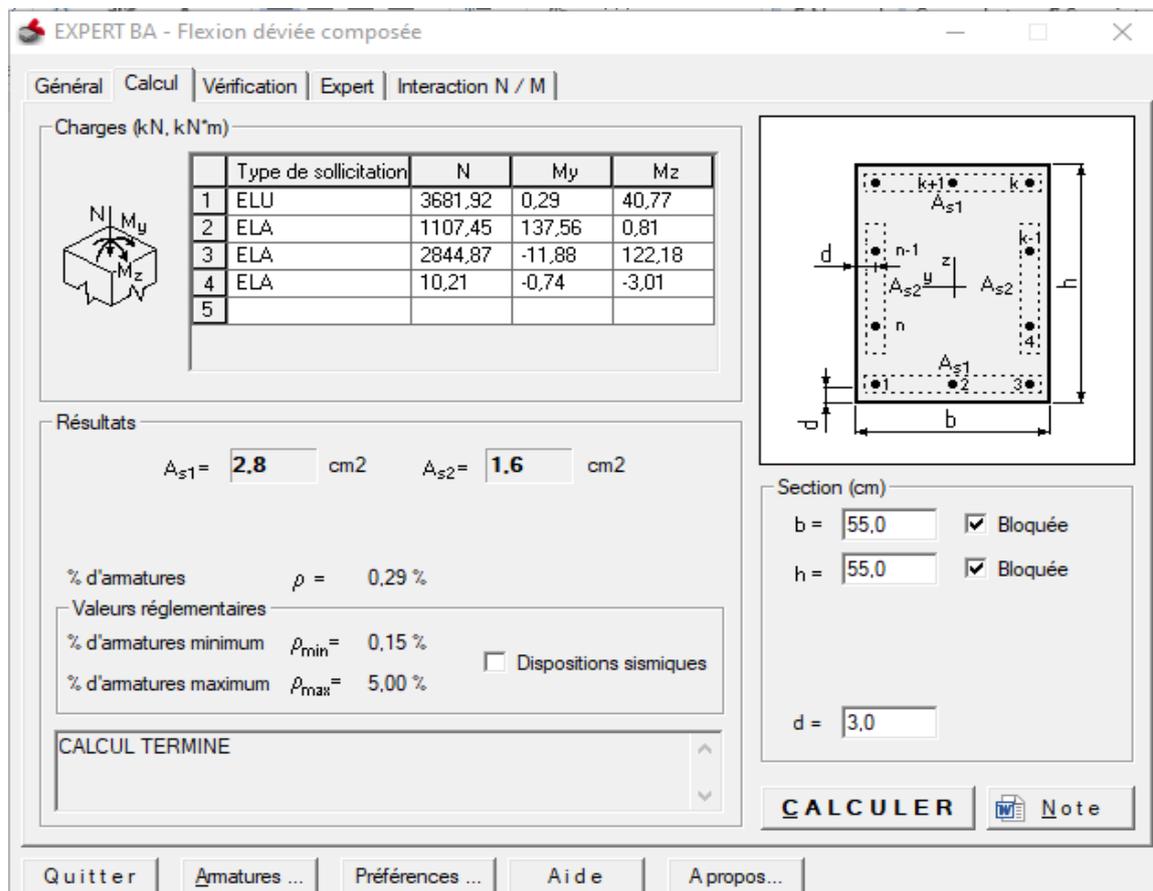


Figure V.7 : Résultats du ferrailage des poteaux de section $(55 \times 55) \text{cm}^2$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ 4 \text{perimetre}(\text{cm}^2); 0.2 \times \frac{B}{100} \right\}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ 4 \times (0,55 + 0,55) \times 2; 0.2 \times \frac{55 \times 55}{100} \right\}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \{ 8,8 ; 6,05 \} \rightarrow A_{min}^{BAEL} = 6,4 \text{cm}^2$$

$$A = \max \{ A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}, A_s \} = \max \{ 8,8 ; 24,2 ; 8,8 \} \rightarrow A_{s1} = 24,2 \text{cm}^2$$

Donc le ferrailage adopté sera **8HA20** avec $A_s = 25,13 \text{cm}^2$

V.3.3. Ferrailage des poteaux de section $(40 \times 40) \text{cm}^2$

Tableau V.8 : Les sollicitation dans les poteaux de section $(40 \times 40) \text{cm}^2$

Combinaison	N	M_y	M_z
ELU	649,90	-0,62	-33,63
G+Q-Ex	433,22	-14,75	5,13
G+Q+Ey	28,04	5,60	-51,61
0,8G-Ex	-10,99	-0,86	1

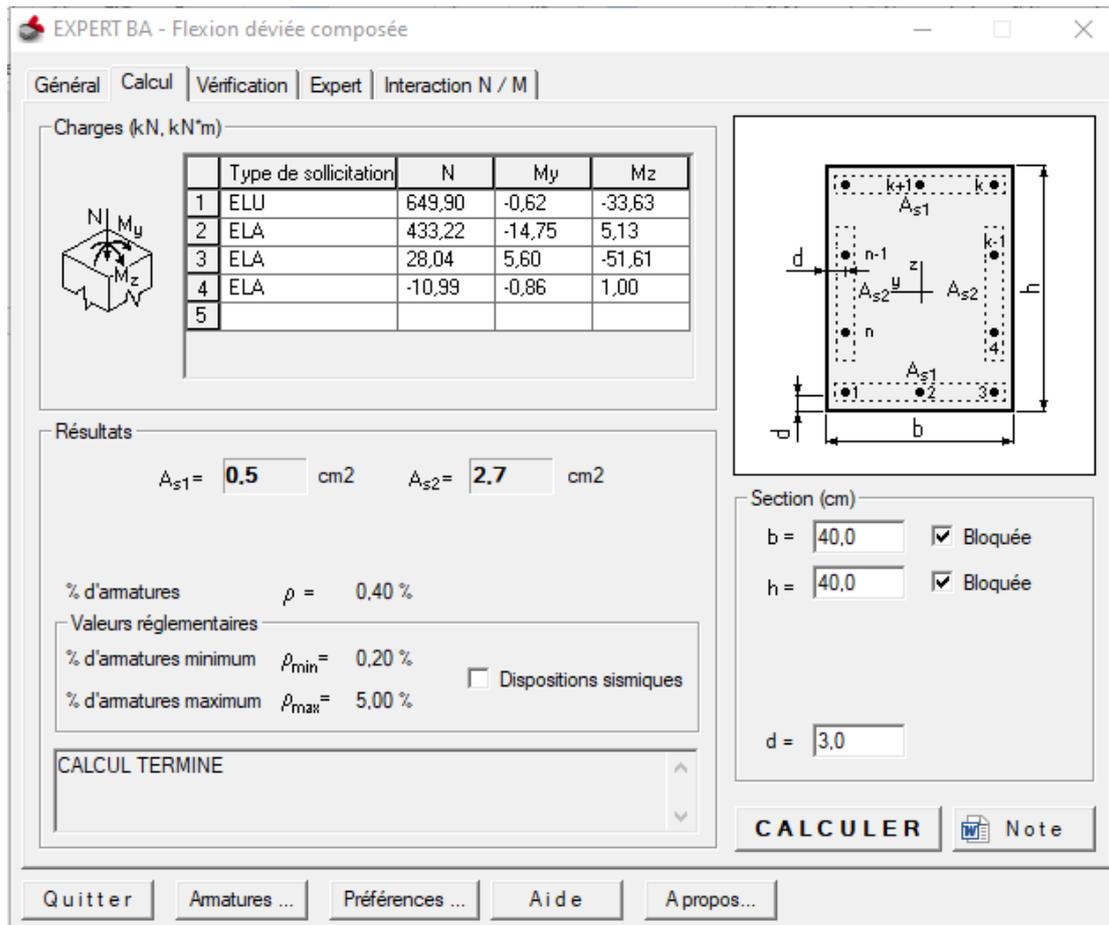


Figure V.8 : Résultats du ferrailage des poteaux de section $(40 \times 40) \text{cm}^2$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ 4 \text{perimetre}(\text{cm}^2); 0.2 \times \frac{B}{100} \right\}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ 4 \times (0,40 + 0,40) \times 2; 0.2 \times \frac{40 \times 40}{100} \right\}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \{6,4 ; 3,2\} \rightarrow A_{min}^{BAEL} = 6,4 \text{cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}, A_s\} = \max \{6,4 ; 12,80 ; 6,4\} \rightarrow A_{s1} = 12,80 \text{cm}^2$$

Donc le ferrailage adopté sera **4HA14+4HA16** avec $A_s = 14,20 \text{cm}^2$

Ferrailage transversal :

Le ferrailage transversal se fera selon l'article 7.4.2.2 des règles RPA99 V2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

➤ Pour les poteaux de section $(55 \times 55) \text{ cm}^2$:

On a $\begin{cases} V_u = 91,54 \text{ kN} \\ h = 55 \text{ cm} \\ f_e = 400 \text{ MPas} \end{cases}$ d'après la combinaison G + Q + Ey

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \frac{3,06}{0,55} = 5,56 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$A_t \geq \frac{2,5 \times 15 \times 91,54 \times 10^{-3}}{55 \times 400} \rightarrow A_t \geq 1,56 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal :

$$A_t = 0.003sb \quad [\text{RPA99V2003/A7.5.2.2}]$$

➤ Dans la zone nodale :

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$$

➤ Dans la zone courante :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2$$

On adopte pour chacune des zones le même ferrailage : **5HA8** avec $A_t = 2.51 \text{ cm}^2$

Tableau V.9 : Armatures transversales des poteaux.

Section des poteaux	$(55 \times 55) \text{ cm}^2$	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
$\phi_l \text{ max (cm)}$	16	14
$\phi_l \text{ min (cm)}$	20	12
$l_0 \text{ (cm)}$	306	306
$l_f \text{ (cm)}$	306	306
λ_g	5,56	7.65
ρ_a	3.75	2.5
Vu(kN)	91,54	91,53
$S_t.Z \text{ .nodale (cm)}$	10	10
$S_t.Z \text{ .courante (cm)}$	15	15
$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	1,56	2,14
$A_t^Z \text{ .nodale (cm}^2\text{)}$	1.65	1,20

$A_t^{Z.courante} (cm^2)$	2.47	1,80
$A_t^{adopte} (cm^2)$	2.51	2,01
Nombre de barres	5HA8	4HA8

Verification reglementaire :

Vérification de la contrainte de cisaillement (ELU) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min (\bar{\tau}_u^{RPA}, \bar{\tau}_u^{BAEL})$$

$$\bar{\tau}_u^{RPA} = \rho_d \times f_{c28} \quad [RPA99V2003/A7.4.3.2]$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{3,06}{0,55} = 5,56 > 5$$

Donc $\bar{\tau}_u^{RPA} = 0,075 \times 25 \rightarrow \bar{\tau}_u^{RPA} = 1,875 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u^{BAEL} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u^{BAEL} = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u^{BAEL} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{91,54 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,55} \rightarrow \tau_u = 0,30 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} \leq \min (1,875 ; 3,33) \text{ MPa}$condition vérifiée.

Le même calcul s'applique pour autres poteau, et les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les deux sections des poteaux.

Section des poteaux	(55×55) cm ²	(40×40) cm ²
l_f (m)	306	306
λ_g	5,56	7.65
ρ_d	0,075	0.075
V_u (kN)	91,54	91,53
τ_u (MPa)	0,30	0,34
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	1,875	1,875
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Vérification des contraintes normales à l'ELS :

On doit vérifier les contraintes normales dans le béton pour les poteaux partiellement comprimés.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 \quad \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Pour le cas de la flexion composée, et pour une section partiellement comprimée, le calcul des contraintes dans le béton et dans l'acier, s'effectue de la façon suivante :

$$C = \frac{h}{2} - e$$

$$\text{L'excentricité}(e): \begin{cases} N_{ser} = -2389,35 \text{ kN} \\ M_{ser} = 2,14 \text{ KN, m} \end{cases}$$

La valeur de l'excentricité(e) est donnée par $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

$$e = \frac{2,14}{2389,35} = 0,0009 \text{m}$$

$$C = \frac{0,55}{2} - 0,0009 \rightarrow c = 0,274 \text{ m}$$

- Calcul des termes p et q:

$$\begin{cases} P = -3c^2 - 90A_s \frac{(c-d)}{b} + 90 A_s \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2 c^3 - 90A_s \frac{(c-d)^2}{b} - 90 A_s \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

Avec :

On a une symétrie dans la répartition des armatures d'aciers dans la section du béton, donc :

$$A_s = \acute{A}_s = \frac{A_{adopte}}{2} = \frac{25,13}{2} = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \quad P = -3c^2 - 90\acute{A}_s \frac{(c-d)}{b} + 90 A_s \frac{(d-c)}{b}$$

$$P = -3(0,274)^2 - 90 \times 12,56 \times 10^{-4} \times \frac{(0,274-0,03)-(0,52-0,274)}{0,55} \rightarrow P = -0,224$$

$$\bullet \quad q = -2 c^3 - 90\acute{A}_s \frac{(c-d)^2}{b} - 90 A_s \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$q = -2 (0,274)^3 - 90 \times 12,56 \times 10^{-4} \times \frac{(0,274-0,03)^2 + (0,52-0,274)^2}{0,55} \rightarrow q = -0,06$$

On résout l'équation : $z^3 + pz + q = 0$

$$z^3 - 0,224z - 0,06 = 0$$

La solution de l'équation est comme suite : $\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$

$$\Delta = (-0,06)^2 + \frac{4(-0,224)^3}{27} = 1,93 \times 10^{-3} > 0$$

$$\Delta > 0 \text{ Donc } z = \mu - \frac{p}{3\mu}$$

Avec :

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5(\sqrt{1,93 \times 10^{-3}} + 0,06) \rightarrow t = 0,05$$

$$\mu = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0,05} \rightarrow \mu = 0,36$$

$$\text{Donc } z = 0,36 - \frac{-0,224^3}{3 \times 0,36} \rightarrow z = 0,37 \text{ m}$$

On calcul γ_{ser} qui est la distance entre le centre de pression et l'axe de la fibre la plus comprimée (**Fibre supérieure**) comme suite :

$$\gamma_{ser} = Z + C$$

Pour Z on choisit parmi les trois solutions précédentes, celui qui donne :

$$\gamma_{ser} = 0,37 - 0,274 = 0,096 \text{ m}$$

Ensuite on va calculer l'inertie de la section homogène réduite comme suite :

$$I = \frac{b\gamma_{ser}^3}{3} + n [A_s(d - \gamma_{ser})^2 + A_s(\gamma_{ser} - d)^2]$$

Avec :

- n : coefficient d'équivalence ($n = \frac{E_s}{E_b} = 15$)

$$I = \frac{0,55 \times 0,096^3}{3} + 15 \times 12,56 \times 10^{-4} \times [(0,52 - 0,096)^2 + (0,096 - 0,03)^2]$$

$$I = 0,0036 \text{ m}^4$$

Par conséquent :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Z}{I} \times \gamma_{ser} = \frac{2389,35 \times 0,37 \times 10^{-4}}{0,0036} \times 0,096 \rightarrow \sigma_b = 2,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times N_{ser} \times Z}{I} \times (d - \gamma_{ser}) = \frac{15 \times 2389,35 \times 0,37 \times 10^{-4}}{0,0036} \times (0,52 - 0,096) \rightarrow \sigma_s =$$

$$156,18 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 2,35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 156,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Le même calcul s'applique pour autres poteau, et les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes à ELS.

Section des poteaux	(55×55) cm ²	(40×40) cm ²
Nser (kN)	-2389,35	-405,33
Mser(kN, m)	2,14	0,60
I (m ⁴)	0,0036	0.0822
σ _b (MPa)	2,35	1.13
σ _{bc} (MPa)	15	15
σ _s (MPa)	156,18	-6.28
σ _s (MPa)	201.63	201.63
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée

❖ **Vérification de flambement :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule donnée par le (CBA 93), comme suit :

$$N_{ultime} \leq \bar{N}_u = \alpha \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} \quad [1]$$

Avec:

- \bar{N}_u : Effort normal ultime.
- A_s : Section d'acier comprimé prend en compte dans le calcul.
- B_r : Section réduit du poteau $B_r = (a-3) (b-3)$

$$\bar{N}_u = \alpha \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

➤ **Pour les poteaux de section (55 × 55) cm²**

$$\bar{N}_u = 0,82 \left\{ \frac{0,2704 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1,5} + 25,13 \times 10^{-4} \times \frac{400 \times 10^3}{1,15} \right\}$$

$$\bar{N}_u = 4822,82 \text{ kN}$$

$$N_u = 3681,92 < \bar{N}_u = 4822,82 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Pour les poteaux de section (40 × 40) cm²**

$$\bar{N}_u = 0,75 \left\{ \frac{0,1369 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1,5} + 14,2 \times 10^{-4} \times \frac{400 \times 10^3}{1,15} \right\}$$

$$\bar{N}_u = 1938,43 \text{ kN}$$

$N_u = 555,31 \text{ kN} < \overline{N}_u = 1938,43 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Donc il n'y a pas un risque de flambement pour les deux sections des poteaux.

➤ Disposition **constrictives**

Espacement entre aciers longitudinaux

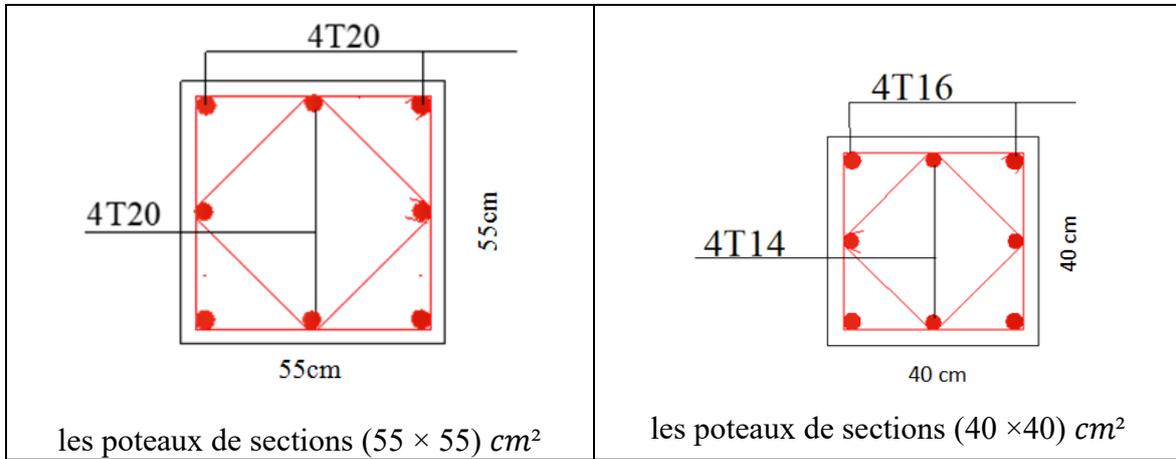
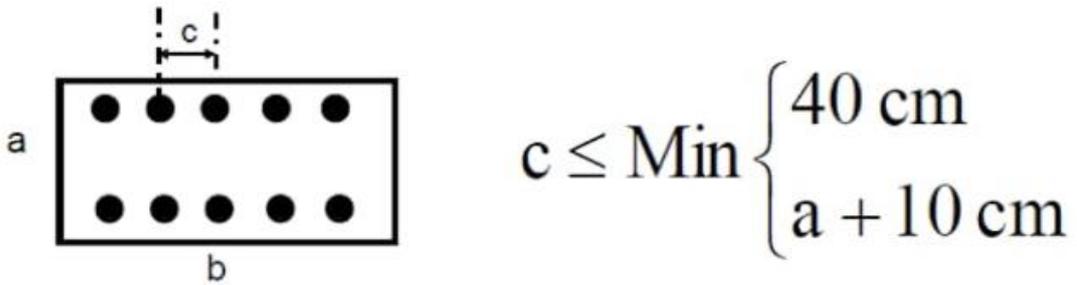


Figure V.9 : Schémas de ferrailage des poteaux.

V.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement, leur ferrailage s'effectuera selon les conditions du [BAEL91V99] et vérifiée selon les règlements parasismiques Algériennes [RPA 99V2003].

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

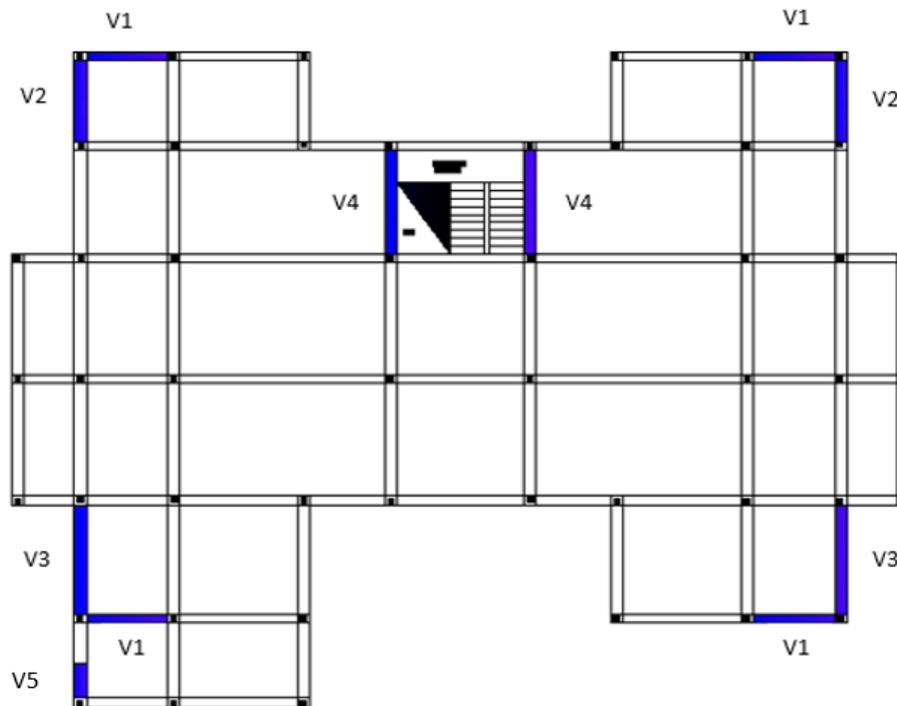


Figure V.10 : Numérotation des voiles selon leur position.

V.4.1. Types de voiles

Dans notre projet, on a :

- Des voiles pleins (V2, V3, V4, V5)
- Des voiles avec ouvertures V1.

V.4.2. Prescriptions des règlements de [RPA99V2003]

1) Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

2) Armatures horizontales

- ❖ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- ❖ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \geq 1.5e \quad (e : \text{Epaisseur du voile.})$$

$$S \geq 30 \text{ cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Étapes de calcul des voiles :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{B} \pm \frac{Mv}{I}$$

Avec :

- N : effort normal appliqué.
- M : moment fléchissant appliqué.
- B : Aire du voile.
- V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.
- I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

➤ Si $(\sigma_a \sigma_b) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est **entièrement comprimée** dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par [R.PA 99V2003].

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L$$

➤ $(\sigma_a \sigma_b) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est **entièrement tendue** dans ce cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à

$$T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times \mu \times b}{2} \quad \text{avec} \quad \mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1\right]}$$

Donc La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$Av = \frac{1,1v}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le [R.PA 99V2003].

$$\begin{cases} \text{Si : } A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L & \text{(On ferraille avec la section minimale)} \\ \text{Si : } A_v > A_{min} & \text{(on ferraille avec } A_v) \end{cases}$$

➤ Si $(\sigma_a \sigma_b)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue, en utilisant les triangles semblables.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{\sigma_b \times \mu \times b}{2}$$

Donc La section d'armature est : $A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

Tableau V.12: Les sollicitations dues aux voiles.

	Combinaison	Sollicitation	
Voile 01 L=3,1m	ELU	$N_{max} = 974,02\text{KN}$	$M_{corr} = 54,39\text{KN.m}$
	G+Q-Ex	$M_{max} = 1864,97\text{KN.m}$	$N_{corr} = 1295,74\text{KN}$
	0,8G-EX	$N_{min} = 974\text{KN}$	$M_{corr} = 200,57\text{KN.m}$
Voile 02 L=3,1m	ELU	$N_{max} = 1265,06\text{KN}$	$M_{corr} = 85,84\text{KN.m}$
	G+Q-Ex	$M_{max} = 1417,69\text{KN.m}$	$N_{corr} = 449,10\text{KN}$
	0,8G-EX	$N_{min} = 1258,82\text{KN}$	$M_{corr} = 118,29\text{KN.m}$
Voile 03 L=4,1m	ELU	$N_{max} = 1716,73\text{KN}$	$M_{corr} = 135,42\text{KN.m}$
	G+Q-Ex	$M_{max} = 3086,62\text{KN.m}$	$N_{corr} = 630,96\text{KN}$
	0,8G-EX	$N_{min} = 892,26\text{KN}$	$M_{corr} = 228,74\text{KN.m}$
Voile 04 L=3,9m	ELU	$N_{max} = 2602,29\text{KN}$	$M_{corr} = 183,56\text{KN.m}$
	G+Q-Ex	$M_{max} = 2580,39\text{KN.m}$	$N_{corr} = 1447,31\text{KN}$
	0,8G-EX	$N_{min} = 426,47\text{KN}$	$M_{corr} = 2769,69\text{KN.m}$
Voile 05 L=1,2m	ELU	$N_{max} = 238,22\text{KN}$	$M_{corr} = 34,40\text{KN.m}$
	G+Q-Ex	$M_{max} = 205,41\text{KN.m}$	$N_{corr} = 11,28\text{KN}$
	0,8G-EX	$N_{min} = 76,34\text{KN}$	$M_{corr} = 59,46\text{KN.m}$

V.4.3. Exemple de calcul d'un voile plein

On va prendre comme exemple de calcul le voile plein nommé « V2 » situé au niveau du RDC faisant **3,06m** de hauteur et **3,10m** de largeur. D'après les résultats donnés par logiciel ROBOT, Le voile « V2 » est sollicité comme suit :

$$\begin{cases} N_{max} = 1265,06KN \\ M_{corr} = 85,84KN.m \end{cases} \quad \text{Sous la combinaison d'ELU}$$

$$\begin{cases} M_{max} = 1417,69KN.m \\ N_{corr} = 449,10KN \end{cases} \quad \text{Sous la combinaison G+Q-Ex}$$

$$\begin{cases} N_{min} = 1258,82KN \\ M_{corr} = 118,29 KN.m \end{cases} \quad \text{Sous la combinaison 0,8G-EX}$$

Calcul du ferrailage vertical :

Longueur de flambement :

Le rapport entre la longueur de flambement L_f et la hauteur libre entre planchers (L) est :

Tableau V.13 : Valeurs du rapport $\frac{l_f}{l}$.

Liaison mur		$\frac{l_f}{l}$
Mur encastré en tête et en pieds	Existence d'un plancher de part et de l'autre	0.80
	Existence d'un plancher d'une seule extrémité	0.85
Mur articulé en tête et en pieds		1

Pour notre cas, il s'agit d'un voile encastré à ses deux extrémités (tête et pieds), et le plancher existe de part et de l'autre Par conséquent :

$$L_f = 0.85h = 0.85 \times (3.06 - 0.4) = 2.26m$$

❖ Pour le premier cas

$$\begin{cases} N_{max} = 1265,06KN \\ M_{corr} = 85,84KN.m \end{cases} \quad \text{Sous la combinaison d'ELU}$$

Élancement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{L} = \frac{2,26 \sqrt{12}}{3,1} \quad \lambda = 2,52 \text{ m}$$

Excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{85,84}{1265,06} \rightarrow e_0 = 0,07m$$

Vérification de la condition de flambement :

On doit vérifier que :

$$\lambda \leq \text{Max} \{50 ; \min (67 \times \frac{e_0}{L}; 100)\}$$

$$\lambda = 2,52\text{m} \leq \text{Max} \{50 ; \min (67 \times \frac{0,07}{3,1}; 100)\} = 50\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M_V}{I} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M_{V'}}{I} \end{cases}$$

Avec : $L = 3,10$; $h = 3,06\text{m}$; $b = 18\text{cm}$

$$v = v' = \frac{h}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53\text{m}$$

$$B = b \times h = 0,18 \times 3,06 = 0,55\text{m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,18 \times 3,06^3}{12} = 0,43\text{m}^4$$

Donc, les contraintes valent :

$$\sigma_{max} = \frac{1265,06 \times 10^{-3}}{0,55} + \frac{85,84 \times 10^{-3} \times 1,53}{0,43} = 2,60\text{MPa} \quad \text{compression}$$

$$\sigma_{min} = \frac{1265,06 \times 10^{-3}}{0,55} - \frac{85,84 \times 10^{-3} \times 1,53}{0,43} = 1,99\text{MPa} \quad \text{compression}$$

Donc la section du voile est entièrement comprimée, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

Selon RPA 99/version 2003 on a :

$$A_{min} = 0,20\% \times b \times h = 0,20\% \times 18 \times 306 = 11,01 \text{ cm}^2$$

2eme cas :

$$\begin{cases} M_{max} = 1417,69\text{KN.m} \\ N_{corr} = 449,10\text{KN} \end{cases} \quad \text{Sous la combinaison G+Q-Ex}$$

Excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1417,69}{449,10} \rightarrow e_0 = 3,15\text{m}$$

Vérification de la condition de flambement :

On doit vérifier que :

$$\lambda \leq \text{Max} \{50 ; \min (67 \times \frac{e_0}{L}; 100)\}$$

$$\lambda = 2,38\text{m} \leq \text{Max} \{50 ; \min (67 \times \frac{3,15}{3,1}; 100)\} = 68,08\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul des contraintes :

Donc, les contraintes valent :

$$\sigma_{max} = \frac{449,10 \times 10^{-3}}{0,55} + \frac{1417,69 \times 10^{-3} \times 1,53}{0,43} = 5,86 \text{MPa} \quad \text{compression}$$

$$\sigma_{min} = \frac{2301,06 \times 10^{-3}}{0,55} - \frac{1657,83 \times 10^{-3} \times 1,53}{0,43} = -4,22 \text{MPa} \quad \text{traction}$$

Donc, la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{L}{\left[\left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}}\right)+1\right]} = \frac{3,1}{\left[\left(\frac{5,86}{-4,22}\right)+1\right]} = 1,29 \text{m}$$

$$\text{Donc } T = \frac{\sigma_b \times \mu \times b}{2} = \frac{4,22 \times 1,29 \times 0,18}{2} = 0,48 \text{MN}$$

$$A_s = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,48}{\frac{400}{1}} = 12 \text{cm}^2$$

Selon le RPA99V2003 La section d'armature tendue doit être inférieure à celle imposée pour une zone tendue dans le voile :

$$A_{min}^{RPA} = 0.2 \% \times b \times L_c \quad \text{avec} \quad L_c = L - \mu = 2,62 \text{m}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.2 \% \times b \times L_c = 0.2\% \times 18 \times 2,62 = 9,43 \text{cm}^2$$

$$A_s = 12 \text{cm}^2 > A_{min}^{RPA} = 9,43 \text{cm}^2$$

Donc on prend : $A_s = 12 \text{cm}^2$

• **Aciers de couture :**

$$V_{max} = 583,83 \text{ KN}$$

$$A_{VJ} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{583,83 \times 10^{-3}}{400} = 16,05 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage final :

$$A_V = A_{VJ} + A_s = 16,05 + 12 = 28,05 \text{cm}^2$$

Ferrailage minimal Du RPA 99/V2003 :

La section d'armature tendue doit être inférieure à celle imposée par RPA99 V2003 pour une zone tendue dans le voile :

$$A_{min}^{RPA} = 0.2 \% b L_T = 0.2\% \times 18 \times 310 = 11,16 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal selon **BAEL 91V99:**

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; \frac{b \times h}{1000} \right\}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ 0.23 \times 18 \times 306 \times \frac{2.1}{400} ; \frac{18 \times 306}{1000} \right\} = 6,65 \text{cm}^2$$

Le ferrailage final :

$$A^s = \max\{A_{min}^{RPA} ; A_{min}^{BAEL} ; A_V\}$$

$$A^s = \max\{11,16 ; 6,65 ; 28,05\}$$

$$A^s = 28,05 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A^s = 28,05 \text{ cm}^2$ cette quantité d'armature pour les deux nappes, la section d'armature pour une seule nappe est la moitié de la section calculée donc :

$$A^s = 14,025 \text{ cm}^2$$

3eme cas :

$$\begin{cases} N_{min} = 1258,82 \text{ KN} \\ M_{corr} = 118,29 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Sous la combinaison 0,8G-EX}$$

Excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{118,29}{1258,82} \rightarrow e_0 = 0,09 \text{ m}$$

Vérification de la condition de flambement :

On doit vérifier que :

$$\lambda \leq \text{Max} \{50 ; \min (67 \times \frac{e_0}{L} ; 100)\}$$

$$\lambda = 2,52 \text{ m} \leq \text{Max} \{50 ; \min (67 \times \frac{0,09}{3,1} ; 100)\} = 50 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

Calcul des contraintes :

Donc, les contraintes valent :

$$\sigma_{max} = \frac{1258,82 \times 10^{-3}}{0,55} + \frac{118,29 \times 10^{-3} \times 1,53}{0,43} = 2,70 \text{ MPa} \quad \text{compression}$$

$$\sigma_{min} = \frac{1258,82 \times 10^{-3}}{0,55} - \frac{118,29 \times 10^{-3} \times 1,53}{0,43} = 1,86 \text{ MPa} \quad \text{compression}$$

Donc la section du voile est entièrement comprimée, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

Selon RPA 99/version 2003 on a :

$$A_{min} = 0.20\% \times b \times h = 0.20\% \times 18 \times 306 = 11,01 \text{ cm}^2$$

Choix le ferrailage maximal entre les trois cas :

Donc pour les trois cas 1, 2 et 3 on adopte la section de l'armature max :

$$A^s = \max\{A^{s1} ; A^{s2} ; A^{s3}\}$$

$$A^s = \max\{11,01 ; 28,05 ; 11,01\}$$

$$A^s = 28,058 \text{ cm}^2$$

On adopte pour les armatures verticales **16HA12** Avec **As=29,41 cm²**

L'espacement

- En zone courante

$$S \leq 1.5a = 27 \text{ on adopte } s=20\text{cm}$$

- En zone d'about

$$S \leq 15\text{cm on adopte } s=10\text{cm}$$

Ferraillage horizontal :

$$A_{sh} = Av \times \frac{2}{3} = 0.66 \times 28,05 = 18,51\text{cm}^2$$

Donc on adopte pour une seule nappe le ferraillage horizontal suivant :

$$\mathbf{17HA12 \text{ avec } A_{sh} = 19,23\text{cm}^2}$$

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h = 0.0015 \times 18 \times 306 = 8,26\text{cm}^2$$

$$A_{sh} = 19,23\text{cm}^2 > A_{min} = 8,26\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Ferraillage transversal des voiles :

Dans la zone courante et la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour attacher les aciers de flexion, et pour garder un espacement constant entre les nappes d'acier. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans ce qui suit on va récapituler, les résultats de ferraillage des différents voiles

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Selon l'article 7.7.2 de RPA 99 V2003, on doit vérifier la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{0.9 \times h \times b} = \frac{1.4 \times 583,83 \times 10^{-3}}{0.9 \times 3,06 \times 0.18} \leq \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25$$

$$\tau_b = 1,64 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Selon BAEL91V99, on doit vérifier la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{583,83 \times 10^{-3}}{3,03 \times 0.18} = 1,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 1,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Le ferraillage des 3 autres types des voiles pleine sont résume dans le tableau ci-dessus.

Tableau V.14 : Ferrailage des voiles.

Combinaison	Voile 03 (L=4,1m)			Voile 04 (L=3,9m)			Voile 05 (L=1,2m)		
	ELU	G+Q- Ex	0,8G- EX	ELU	G+Q- Ex	0,8G- EX	ELU	G+Q- Ex	0,8G- EX
σ_{max} (MPa)	3,60	12,13	2,44	5,38	11,81	10,63	0,56	1,21	1,16
σ_{min} (MPa)	2,64	-9,84	0,81	4,08	-6,55	-9,08	0,31	0,17	0,06
Section	SEC	SPC	SEC	SEC	SPC	SPC	SEC	SEC	SEC
μ (m)	/	1,84	/	/	1,39	1,80	/	/	/
T(MN)	/	1,63	/	/	0,82	1,47	/	/	/
A_s (cm ²)	/	40,63	/	/	20,50	36,70	/	/	/
A_{min}^{RPA} (cm ²)	11,01	11,01	11,01	11,01	11,01	11,01	11,01	11,01	11,01
V_{max} (kN)	30,13	1017,9	395,91	80,86	622,62	564,69	31,57	88,52	50,19
A_{VJ} (cm ²)	/	27,99	/	/	17,12	15,53	/	/	/
A_V (cm ²)	/	68,62	/	/	37,62	52,23	/	/	/
A_{min}^{BAEL} (cm ²)	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65	6,65
A^{finale} (cm ²)	11,01	68,62	11,01	11,01	37,62	52,23	11,01	11,01	11,01
$A^{adoptee}$ (cm ²)	15HA12+12HA14=35,43			15HA12+12HA10=26,38			5HA12=5,65		
S_t (cm)	zone courante	25	25	25	25	25	25	25	25
	zone nodale	10	10	10	10	10	10	10	10
A_{sh} (cm ²)	/	45,29	/	/	24,83	34,47	/	/	/
A_{min} (cm ²)	8,26	8,26	8,26	8,26	8,26	8,26	8,26	8,26	8,26
$A^{adoptee}$ (cm ²)	14HA12+20HA14=46,62			15HA12+12HA14=35,43			8HA12=9,05		

Tableau V.15: Vérification des contraintes de cisaillement.

	Voile 03	Voile 04	Voile 05
V_{max} (kN)	1017,90	622,62	88,52
τ_b	2,87	1,76	0,25
$\bar{\tau}$	5	5	5
$\tau_b \leq \bar{\tau}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée
τ_u	1,87	1,14	0,16
$\bar{\tau}_u$	2.5	2.5	2.5
$\tau_b \leq \bar{\tau}_u$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

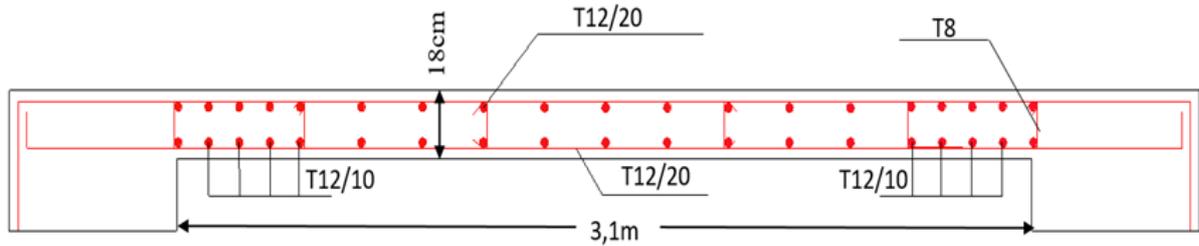


Figure V.11 : Ferrailage du voile v2

V.4.4. Ferrailage des voiles avec ouvertures

V.4.4.1. Les linteaux

Les linteaux sont des poutres courtes ou langues encastrées aux extrémités reliant les deux trumeaux des voiles elles sont calculées en flexion simple. De façon à reprendre le moment fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et charges d'exploitation et à l'action du séisme.

D'après RPA99V2003, le ferrailage des linteaux se présente en deux cas :

➤ **Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$ [1]**

Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times f_e}$$

Avec :

- $Z = h - 2d'$.
- h : La hauteur totale du linteau.
- d' : La distance d'enrobage.
- M : Moment dû à l'effort tranchant ($V=1.4V_u$).

Aciers transversaux

A) Linteaux longs : ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$s_t \leq \frac{A_t \times Z \times f_e}{V}$$

Avec :

- s_t : Espacement des cours d'armatures transversales.
- A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.
- $Z = h - 2d'$
- V : effort tranchant dans la section considérée ($V=1.4V_u$).
- l : Portée de linteau.

B) Linteaux court : ($\lambda_g \leq 1$)

$$s_t \leq \frac{A_t \times l \times f_e}{V + A_t \times f_e}$$

$V = \min (V_1 ; V_2)$ Avec : $V_2 = 2V_u$; $V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

M_{ci} et M_{cj} moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite de linteau de portée l_{ij}

$$M_c = A_l \times Z \times f_e$$

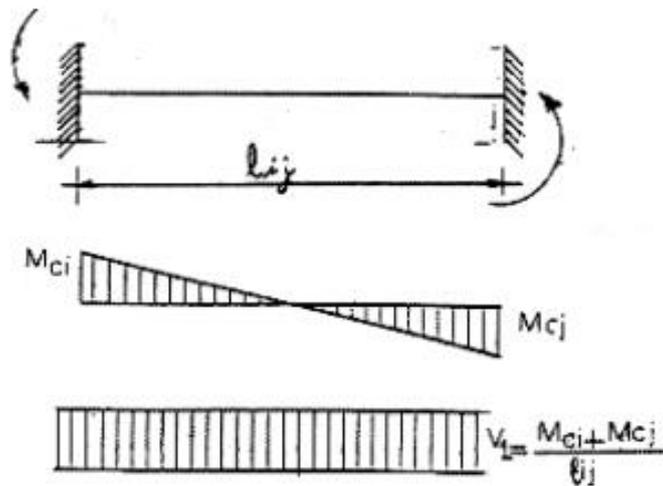


Figure V.12: Effort tranchant et moment dans le linteau.

➤ **Deuxième cas :** $\tau_b > 0,06 f_{c28}$ [1]

Pour ce cas ; il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieure et inférieure), transversale et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, V) reprise suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D).

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin(\alpha)}$$

Avec : $\tan(\alpha) = \frac{h - 2d'}{l}$

$V = V_u$ (sans majoration).

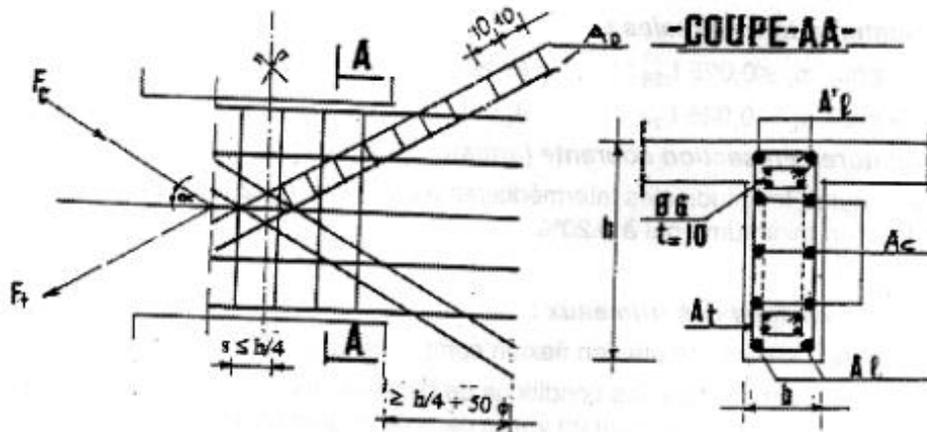


Figure V.13: Armatures de linteaux.

Ferrailage minimal :

➤ **Armatures longitudinales :**

$$(A_L, A_L') \geq 0,0015bh \quad ; (0.15\%)$$

Avec:

- b : L'épaisseur de linteau.
- h : Hauteur du linteau.

➤ **Armatures transversales :**

Pour : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$ $A_t \geq 0,0015 bs (0.15\%)$

$\tau_b \geq 0,025f_{c28}$ $A_t \geq 0,00025 bs (0.25\%)$

➤ **Armature en section courante (armatures de peau):**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c) pour les deux nappes doivent avoir une section minimale égale à 0.20%.

$$A_c \geq 0.002bh.$$

Calcul des contraintes limites de cisaillement dans les linteaux :

On va prendre comme un exemple de calcul le linteau le plus sollicité appartenant au voile V1.

$$V_{max} = 565,85kN ; L=3,1m ; h=1,2m ; b=18cm ; d'=3cm$$

Avant tout calcul, il faut d'abord vérifier la condition de contrainte de cisaillement imposée par le [RPA99V 2003/Art 7.7.2]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Dou $\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 d}$

Avec :

- b_0 : épaisseur du linteau.
- d : hauteur utile = 0.9 h.
- h : hauteur totale de la section brute.

La valeur de l'effort tranchant tirée de robot (ou bien calculée) doit être majorée comme suit: $\bar{v} = 1.4 \times V_{cal}$

Donc : $\tau_b = \frac{1,4 \times 565,85 \times 10^{-3}}{0,18 \times 0,9 \times 1,2} = 4,07 \text{MPa}$

$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{MPa}$

$\tau_b = 4,07 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{MPa}$ condition vérifiée

Nécessité des armatures diagonales :

Si la condition suivante est satisfaite, il y'aura lieu de prévoir des armatures diagonales :

$\tau_b = 4,07 \text{MPa}$

$\bar{\tau}_b = 0,06 f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{MPa}$

$\bar{\tau}_b = 1,5 \text{MPa} < \tau_b = 4,07 \text{MPa}$ condition vérifiée

On est dans le deuxième cas selon [RPA99V 2003/Art 7.7.3.2], On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux qui sont calculés en flexion simple.
- Des aciers transversaux.
- Des aciers en partie courante (armatures de peau).

Calcul des armatures diagonales A_D :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin(\alpha)} \quad [1]$$

Avec $\tan(\alpha) = \frac{h-2d'}{l}$

$\tan(\alpha) = \frac{120-2 \times 3}{310} = 0,37 \quad \alpha = 20,30^\circ$

$A_D = \frac{565,85 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times \sin(20,30)} \rightarrow A_D = 20,39 \text{cm}^2$

On adopte alors pour chaque diagonale **4HA16+4HA20** avec $A_s = 20,11 \text{cm}^2$

Vérification des armatures diagonale :

$A_D = 20,11 \text{cm}^2 \geq 0,0015bh = 0,0015 \times 18 \times 120 = 3,24 \text{cm}^2$

Ferrailage minimale :

Les armatures longitudinales :

$Al ; Al' \geq 0.0015 \times 18 \times 310 = 8,37 \text{cm}^2$

On adopte alors pour les deux nappes **8HA12** avec $Al=9.05cm^2$

$$Al ; Al' = 9.05cm^2$$

Armatures en section courante :

$$Ac > 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 18 \times 310 = 11,16 cm^2$$

On adopte alors pour les deux nappes **6HA16** avec $Ac = 12.05cm^2$

Armatures transversales :

$$\tau_b = 3,93Mpa \geq 0.0025 \times f_{c28} = 0.625Mpa$$

$$At \geq 0.0025 \times b \times s$$

S : espacement des armatures transversales.

$$S \leq \left(\frac{h}{4}\right) = \frac{310}{4} = 77,5cm.$$

On prend $S = 30cm$

$$At \geq 0.0025 \times 18 \times 30 = 1.35cm^2.$$

On adopte alors **10HA8** \Rightarrow espacement = $30cm$. $At = 5.03cm^2$.

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

Tableau V.16 : Résultat du ferrailage du linteau.

$V_{max}(kN)$	565,85
$\tau_b(MPa)$	4,07
$\bar{\tau}_b(MPa)$	5
$Al (cm^2)$	8,37
$A_{adoptee} (cm^2)$	8HA12= 9.04
(cm^2)	1.35
$A_{adoptee} (cm^2)$	10HA8=5,03
$Ac (cm^2)$	11,16
$A_{adoptee} (cm^2)$	6HA16= 12.05
$A_D(cm^2)$	20,39
$A_{adoptee} (cm^2)$	4HA16+4HA20=20,11 cm^2

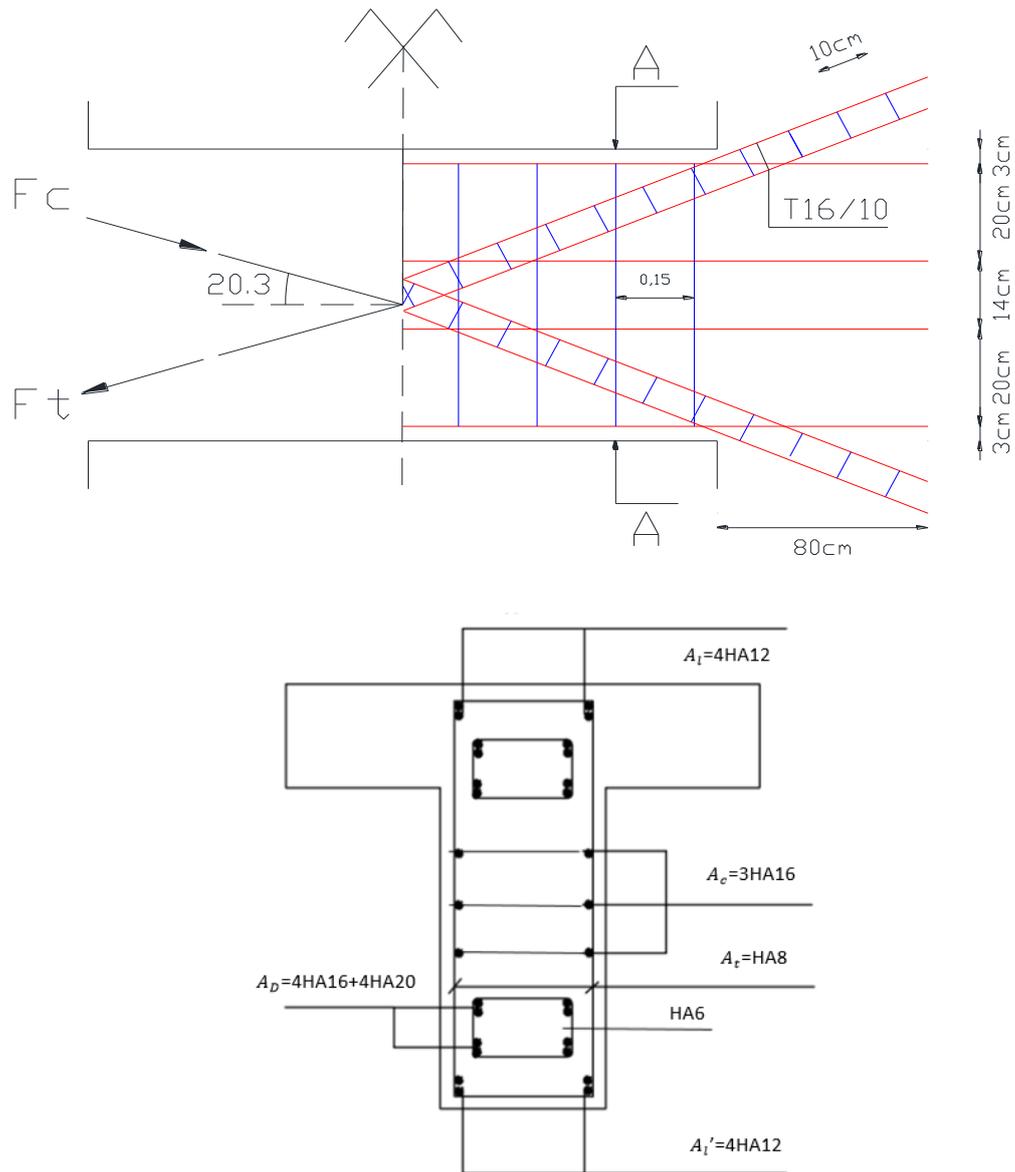


Figure V.13: Schémas ferrailage du linteau.

V.4.4.2. Ferrailage de trumeau de voile V1

Le ferrailage est fait selon les même étapes des voiles pleine et il est résumé dans le tableau ci-dessus :

Tableau V.17 : Résultat du ferrailage de trumeau .

		Voile 01 (L=3,1m)		
Combinaison		ELU	G+Q-Ex	0,8G-EX
σ_{max} (MPa)		1,58	8,99	2,48
σ_{min} (MPa)		1,96	-4,28	1,06
Section		SEC	SPC	SEC
μ (m)		/	1,00	/
T(MN)		/	0,39	/
A_s (cm ²)		/	9,63	/
A_{min}^{RPA} (cm ²)		11,01	6,12	11,01
V_{max} (kN)		13,17	565,85	82,26
A_{Vj} (cm ²)		/	15,56	/
A_V (cm ²)		/	25,19	/
A_{min}^{BAEL} (cm ²)		6,65	6,65	6,65
A^{finale} (cm ²)		11,01	38,83	11,01
$A^{adoptee}$ (cm ²)		10HA14+12HA16=39,52		
S_t (cm)	zone courante	20	20	20
	zone nodale	10	10	10
A_{sh} (cm ²)		/	16,62	/
A_{min} (cm ²)		8,26	8,26	8,26
$A^{adoptee}$ (cm ²)		15HA12=16,96		

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction :

L'infrastructure ou les fondations sont l'ensemble des éléments, constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, celles-ci ont pour l'objectif de supporté les charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes)

Dans le cas le plus général, la superstructure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal (charge verticale centrée)
- Une force horizontale
- Un couple de flexion agissant au centre de gravité G de la section de base de l'élément.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire (rigide).
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Étude du laboratoire du sol :

- Le terrain est plat.
- La contrainte admissible recommandée est de : **1.3 bars**.
- Le laboratoire conseille de projeter les fondations dans sol à partir de 1 m de profondeur.

VI.2. Choix du type de fondation :

La structure porteuse du bâtiment étant composée de portiques et de voile, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 1,3 Bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier général.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{si : } \frac{S_{tot\ fondation}}{S_{tot\ projet}} \leq 50\% & \text{semelles (isolees, filantes)} \\ \text{si : } \frac{S_{tot\ fondation}}{S_{tot\ projet}} \geq 50\% & \text{radier general} \end{array} \right.$$

Le calcul de la surface totale des semelles carrée s'effectue à partir de la formule suivante :

Sachant que :

$$S_{tot\ radier} = \frac{\sum N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

- $S_{tot\ radier}$: La surface totale du radier.
- $\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte du sol = **1,30 Bars**
- N_{ser} : Le poids total de la structure = **81602,69kN**

$$\frac{\sum N_{ser}}{S_{tot\ radier}} = \frac{81602,69}{631,75} = 129,17 \text{ kN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 130 \text{ kN/m}^2$$

Surface de la structure :

$$S_{tot\ projet} = 457.7060 \text{ m}^2$$

On calcule le taux de surface des semelles pour chaque bloc comme suit :

$$\frac{S_{tot\ radier}}{S_{tot\ projet}} = \frac{631,75}{457.70} \times 100 = 138,03\% \geq 50\%$$

Remarque

On remarque que la somme de la surface des semelles occupe plus de 50% du surface d'emprise de l'ouvrage, nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

VI.3. Étude du radier général :

Un radier est une dalle pleine nervurée qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les murs et poteaux prennent le rôle des appuis, les nervures sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. [5]

VI.3.1. Prédimensionnement du radier :

❖ **La hauteur du radier**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm.

- **Selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = \frac{460}{8} \leq h_r \leq \frac{460}{5} \Rightarrow 57,5 \text{ cm} \leq h_r \leq 92 \text{ cm}$$

On a $h_r = 80 \text{ cm}$

- **Selon la condition de coffrage :**

Hauteur de nervure : $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$

Hauteur de la dalle de radier : $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

On adopte : $h_d = 50 \text{ cm}$

- Selon la condition de rigidité :

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{\pi \times L_e}{2}$

Avec :

- L_e : Longueur élastique. $L_e = \left(\frac{4EI}{Kb}\right)^{\frac{1}{4}}$.
- E : Module d'élasticité du béton est pris égal en moyenne à $E = 3,2 \times 10^4 \text{ Mpa}$.
- b : Largeur de la bande de 1m du radier.
- I : Inertie d'une section en T.
- K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ kg/cm}^3 & \text{très mauvais sol} \\ 4 \text{ kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$.

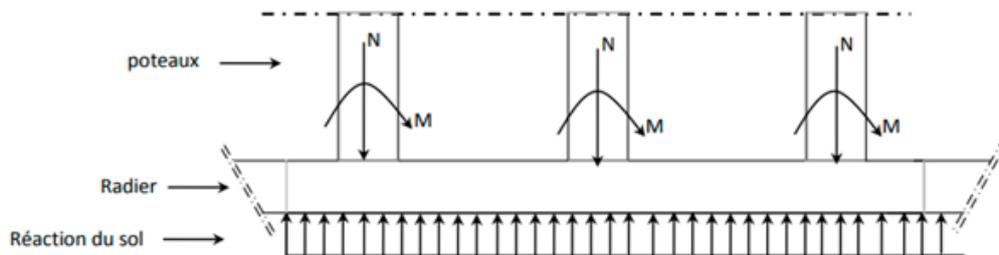


Figure VI.1: Sollicitation agissantes sur le radier nervurée.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E \times b}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \times 10^4 \times 4,6^4}{\pi^4 \times 3,2 \times 10^7 \times 0,55}}$$

Donc : $h_r \geq 79 \text{ cm}$

$$D \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \text{max}(50; 30) \rightarrow D = 80 \text{ cm}$$

Avec :

- P : Périmètre du bâtiment.
- D : Débordement.

D'après les calculs précédents on adopte les dimensionnements suivants :

- $h_r = 150$ cm Hauteur total du radier.
- $h_d = 50$ cm..... Hauteur de la dalle.
- $h_n = 100$ cm Hauteur de poutre de libage.
- D = 80 cm Débordement.

VI.3.2. Méthode de calcul

Vérification de la stabilité du radier :

Le radier est sollicité par les efforts normaux et les moments fléchissant d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

Efforts de renversement dû aux séismes :

Efforts de renversement dû aux séismes d'où :

$$M = M_r + F \times h$$

Avec :

- M_r : Moment sismique à la base de la structure.
- F : effort tranchant à la base de la structure.
- h : profondeur de l'infrastructure (h=1m d'après rapport géotechnique)

Vérification des contraintes sous les charges horizontales (forces sismiques)

Il y'a naissance d'un moment de renversement. Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) Pour les contraintes maximales de compression. [1]
- (0,8G+E) Pour vérifier le non soulèvement des fondations.

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol $\overline{\sigma_{sol}}$ d'un coefficient de sécurité $k = \frac{3}{2}$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq k \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{Mv'}{I} \end{cases} \quad \text{Avec } v \text{ et } v' \text{ sont } x_g \text{ et } y_g$$

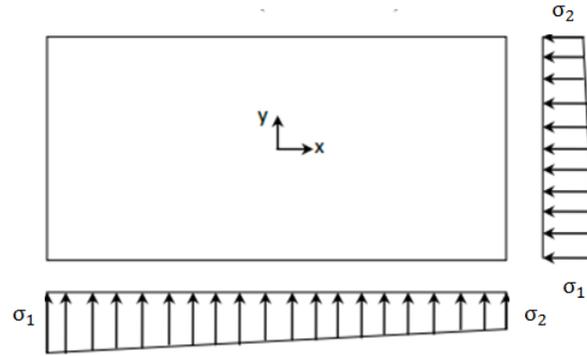


Figure VI.2 : Schémas des contraintes sur le sol.

Vérification de la contrainte maximale dans le sol (G+Q+E)

Calcul des contraintes :

➤ **Sens x-x sous la combinaison (G+Q+E_X) :**

$$M_{xx} = M_r + F_x \times h = 30983,04 + 3291,99 \times 1 = 34275,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = M_r + F_y \times h = 80353,98 + 3291,99 \times 1 = 83645,97 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{totprojet}} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \times \frac{l_y}{2} + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} \times \frac{l_x}{2}$$

$$\sigma_1 = \frac{81602,69}{631,75} + \frac{34275,03}{26066,9388} \times \frac{22,7}{2} + \frac{83645,97}{42717,4389} \times \frac{29,6}{2} = 173,07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{81602,69}{631,75} - \frac{34275,03}{26066,9388} \times \frac{22,7}{2} - \frac{83645,97}{42717,4389} \times \frac{29,6}{2} = 85,26 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 173,07 + 85,26}{4} = 151,12 \text{ kN/m}^2 \leq k \overline{\sigma_{sol}} = 195 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Sens y-y la combinaison (G+Q+E_Y) :**

$$M_{xx} = M_r + F_y \times h = 34594,52 + 3310,58 \times 1 = 37905,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = M_r + F_x \times h = 15097,89 + 3310,58 \times 1 = 18408,47 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{totprojet}} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \times \frac{l_y}{2} + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} \times \frac{l_x}{2}$$

$$\sigma_1 = \frac{81602,69}{631,75} + \frac{37905,1}{26066,9388} \times \frac{22,7}{2} + \frac{18408,47}{42717,4389} \times \frac{29,6}{2} = 152,05 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{81602,69}{631,75} - \frac{37905,1}{26066,9388} \times \frac{22,7}{2} - \frac{18408,47}{42717,4389} \times \frac{29,6}{2} = 106,29 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 152,05 + 106,29}{4} = 140,61 \text{ kN/m}^2 \leq k \overline{\sigma_{sol}} = 195 \text{ kN/m}^2$$

Vérification de la stabilité du radier (0.8G±E) :

Selon [RPA99V2003/ A.10.1.5] quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c.-à-d. qu'on doit vérifier la condition suivante :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

- e: L'excentricité de la résultante des charges verticales.
- M: Moment dû au séisme à la base.
- N: Charge verticale permanente. (0,8G±E)
- L: Longueur du bâtiment.

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul :

Tableau VI.1 :Vérification du renversement - non soulèvement.

	Moment à la base	N	e	$\frac{L}{4}$	$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$
X-X	5141.58	3291.99	1,56	7,4	Condition vérifiée
Y-Y	7312.36	3310.58	2.20	5,67	Condition vérifiée

VI.4. Calcul :

Pour le ferrailage du radier, afin de simplifier les calculs nous considérerons le panneau le plus sollicité, et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

Vérification de la contrainte maximale dans le sol

Calcul des contraintes à ELU

$$M_{xx} = M_r + F_x \times h = 43569,18 + 111244,53 \times 1 = 154813,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = M_r + F_x \times h = 19052,13 + 111244,53 \times 1 = 130296,66 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \times \frac{l_y}{2} + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} \times \frac{l_x}{2}$$

$$\sigma_1 = \frac{81602,69}{631,75} + \frac{154813,71}{26066,9388} \times \frac{22,7}{2} + \frac{130296,66}{42717,4389} \times \frac{29,6}{2} = 241,72 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{81602,69}{631,75} - \frac{154813,71}{26066,9388} \times \frac{22,7}{2} - \frac{130296,66}{42717,4389} \times \frac{29,6}{2} = 151,43 \text{ kN/m}^2$$

Calcul des contraintes à ELS :

$$M_{xx} = M_r + F_x \times h = 32153,94 + 81602,69 \times 1 = 113756,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = M_r + F_x \times h = 13933,51 + 81602,69 \times 1 = 15024,69 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_{xx}}{I_{xx}} \times \frac{l_y}{2} + \frac{M_{yy}}{I_{yy}} \times \frac{l_x}{2}$$

$$\sigma_1 = \frac{81602,69}{631,75} + \frac{32153,94}{26066,9388} \times \frac{22,7}{2} + \frac{13933,51}{42717,4389} \times \frac{29,6}{2} = 158,91 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{81602,69}{631,75} - \frac{32153,94}{26066,9388} \times \frac{22,7}{2} - \frac{13933,51}{42717,4389} \times \frac{29,6}{2} = 99,43 \text{ kN/m}^2$$

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

À ELU : $q_u = \sigma_{mu} \times 1ml = 196,57KN/ml$.

À ELS : $q_s = \sigma_{ms} \times 1ml = 129,17KN/ml$.

VI.4.1. Ferrailage de la dalle du radier

Identification du panneau le plus sollicité

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,2}{4,3} \rightarrow \rho = 0,91 > 0,4$ (Donc la dalle travaille sur les deux sens)

Calcul des sollicitations : $\begin{cases} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$

Avec :

Pour les sollicitations à ELU : $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^3 [1,9 - 0,9\alpha] \end{cases}$

Pour les sollicitations à ELS : $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^3 [1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2] \end{cases}$

Tableau VI.2 : Les valeurs de μ_x et μ_y en fonction de ρ

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,91$	μ_x	μ_y
ELU	0,039	0,93
ELS	0,044	0,91

À ELU : $q_u = 196,57kN/m$; $\mu_x = 0,039$; $\mu_y = 0,93$; $L_x = 4,2m$; $L_y = 4,3m$

$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 0,039 \times 196,57 \times 4,2^2 = 135,23kN.m \\ M_y = \mu_y M_x = 0,93 \times 135,23 = 125,76kN.m \end{cases}$

Les moments en travée :

$M_x^t = 0,85 M_x \rightarrow M_x^t = 0,85 \times 135,23 \rightarrow M_x^t = 114,94kN.m$

$M_y^t = 0,85 M_y \rightarrow M_y^t = 0,85 \times 125,76 \rightarrow M_y^t = 106,89kN.m$

• Les moments sur appuis :

$M_y^a = M_y^a = 0,5 M_x \rightarrow M_y^a = 0,5 \times 106,69 \rightarrow M_y^a = 53,34 kN.m$

À ELS : $q_s = 144,04kN/m$; $\mu_x = 0,049$; $\mu_y = 0,762$; $L_x = 4,2m$; $L_y = 4,6m$

$\begin{cases} M_x = \mu_x q_s l_x^2 = 0,049 \times 144,04 \times 4,2^2 = 124,50kN.m \\ M_y = \mu_y M_x = 0,762 \times 124,50 = 94,86kN.m \end{cases}$

• Les moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_x \rightarrow M_x^t = 0.85 \times 124,50 \rightarrow M_x^t = 105,82 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y \rightarrow M_y^t = 0.85 \times 94,86 \rightarrow M_y^t = 80,63 \text{ kN.m}$$

• Les moments sur appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,5 M_x \rightarrow M_y^a = 0,5 \times 105,82 \rightarrow M_y^a = 52,91 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.3: Les sollicitation agissante sur le radier.

	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	M_x^t (kN.m)	M_y^t (kN.m)	M_a (kN.m)
ELU	106,69	86,84	90,68	73,814	53,34
ELS	124,50	94,86	105,82	80,63	52,91

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera pour une band de 1m avec $h=50\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=47\text{cm}$; $c=3\text{cm}$;

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

En travée Sens x-x

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{90,68 \times 10^{-3}}{1 \times 0,47^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,290 < \mu_u = 0,292 \rightarrow (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,290}) = 0,44$$

$$Z = (1 - 0,4 \times 0,44) \times 0,47 = 0,39 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_x^t}{z \times \sigma_s} = \frac{90,68 \times 10^{-3}}{0,39 \times 348} = 6,73 \text{ cm}^2$$

En travée Sens y-y

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{73,814 \times 10^{-3}}{1 \times 0,47^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,236 < \mu_u = 0,292 \rightarrow (A_s' = 0)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,236}) = 0,34$$

$$Z = (1 - 0,4 \times 0,34) \times 0,47 = 0,41 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_y^t}{z \times \sigma_s} = \frac{73,814 \times 10^{-3}}{0,41 \times 348} = 5,23 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.4: Les sections des armatures adopte pour le radier.

		$A_t(cm^2)$	$(cm^2)A_{smin}$	$A_{adopt}(cm^2)$	Description des barres
Travée	Sens x	6,73	5,67	10,78	7HA14
	Sens y	5,23	5,67	10,78	7HA14
Appuis		3,60	5,67	10,78	7HA14

Vérifications réglementaires :

Vérification à l'ELU :

Vérification à l'effort tranchant :

Selon [BAEL.91V99/A.5.1.211] on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} \quad [3]$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} \quad [2]$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4MPa \right\} \rightarrow \bar{\tau} = \min \{ 2.5 ; 4MPa \} = 2.5 MPa$$

• **L'Effort tranchant:**

Pour une charge uniformément répartie, l'effort tranchant par unité de longueur est égal à :

- Si $\rho \leq 0.4 \rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{ql_x}{2} \\ V_y = 0 \end{cases}$
- Si $\rho > 0.4 \rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{ql_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} \\ V_y = \frac{ql_x}{3} \end{cases}$

Dans notre cas $\rho = 0.91 > 0.4$ Avec $q_u = 137,46kN/m; L_x = 4.2m$

- L'effort tranchant dans le sens x :

$$V_x = \frac{ql_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} = \frac{137,46 \times 4.2}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0.91}{2}} \rightarrow V_x = 198,39kN$$

- L'effort tranchant dans le sens y :

$$V_y = \frac{ql_y}{3} = \frac{137,46 \times 4,6}{3} \rightarrow V_y = 210,77kN$$

$$V_u = \max(198,39 ; 210,77) \rightarrow V_u = 210,77kN$$

$$\tau_u = \frac{210,77 \times 10^{-3}}{1 \times 0,47} = 0,44MPa \leq \bar{\tau} = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes en travée est sur appui selon les deux sens.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
$M_{ser} (Kn.m)$	105,82	52,91	80,63	52,91
$A_s (cm^2)$	10,78	10,78	10,78	10,78
$Y (cm)$	10,81	10,81	10,81	10,81
$I (cm^4)$	253888,241	253888,241	253888,241	253888,241
$\sigma_{bc} (MPa)$	4,51	2,25	3,43	2,25
$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$	15	15	15	15
$\sigma_s (MPa)$	226,26	113,13	172,40	113,13
$\overline{\sigma}_s (MPa)$	400	400	400	400
$\begin{cases} \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \\ \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

VI.4.2. Calcul des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties suivant les formules suivantes :

Tableau VI.6: Formules utilisées pour la transformation des charges.

Charge	Trapézoïdale	Triangulaire
Effort tranchant	$(1 - \frac{\rho}{2}) \times q \times \frac{l_x}{2}$	$q \times \frac{l_x}{4}$
Moment de flexion	$(1 - \frac{\rho^2}{3}) \times q \times \frac{l_x}{2}$	$q \times \frac{l_x}{3}$

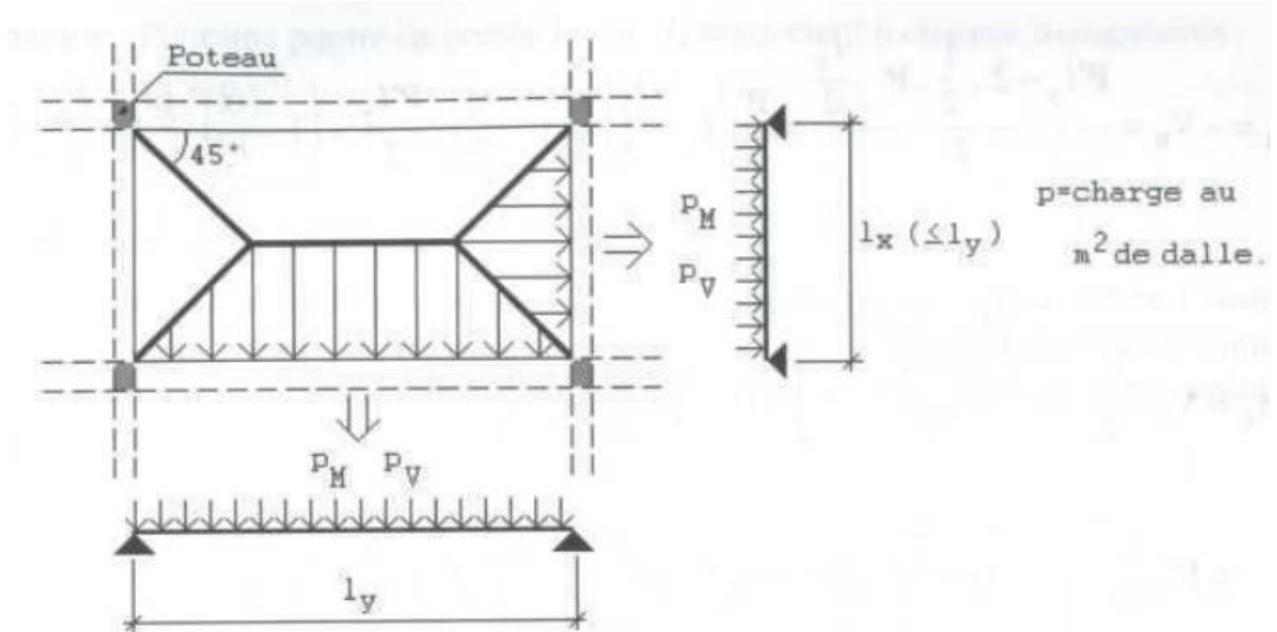


Figure VI.3: Répartition des charges d'une dalle par la méthode des lignes de rupture.

Les sollicitations sur les nervures :

On a: $\begin{cases} q_u = 140,92 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 129,17 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Tableau VI.7 : Sollicitation de la nervure du radier dans le sens X-X (ELU).

Travée	L (m)	l' (m)	Pu (kN/ml)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	Mt (kN.m)	Vg (kN)	Vd (kN)
AB	2,7	2,7	169,10	0,00	-353,27	262,54	277,73	-277,73
BC	3,9	3,12	211,20	-353,27	-368,77	-201,82	625,57	-625,57
CD	2,45	1,96	155,72	-368,77	-959,15	-369,01	210,56	-210,56
DE	4,2	3,84	354,82	-959,15	-959,15	-387,82	816,09	-816,09
EF	2,45	1,96	155,72	-959,15	-368,77	-369,01	477,70	-477,70
FG	3,9	3,12	211,20	-368,77	-353,27	-201,82	583,63	-583,63
GH	2,7	2,7	169,10	-353,27	0,00	262,54	479,45	-479,45

Tableau VI.8 : Sollicitation de la nervure du radier dans le sens X-X (ELS).

Travée	L (m)	l' (m)	PS (kN/ml)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	Mt (kN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
AB	2,7	2,7	155,00	0,00	-323,81	240,65	254,57	-254,57
BC	3,9	3,12	193,59	-323,81	-338,02	-184,99	573,41	-573,41
CD	2,45	1,96	142,73	-338,02	-711,90	-250,23	230,85	-230,85
DE	4,2	3,84	325,24	-711,90	-711,90	-279,86	748,05	-748,05
EF	2,45	1,96	142,73	-711,90	-338,02	-250,23	400,03	-400,03
FG	3,9	3,12	193,59	-338,02	-323,81	-184,99	534,97	-534,97
GH	2,7	2,7	155,00	-323,81	0,00	240,65	439,47	-439,47

Tableau VI.9 : Sollicitation de la nervure du radier dans le sens Y-Y (ELU).

Travée	L (m)	l' (m)	PS (kN/ml)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	Mt (kN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
AB	2,6	2,7	92,79	0,00	-267,67	144,97	144,97	116,88
BC	3,8	3,12	107,22	-267,67	-175,71	46,57	46,57	425,49
CD	3,9	1,96	67,36	-175,71	-431,31	-164,15	-164,15	238,11
DE	3,9	3,84	131,96	-431,31	-431,31	40,03	40,03	691,90
EF	3,6	1,96	67,36	-431,31	-175,71	-37,13	-37,13	351,29
FG	2,8	3,12	107,22	-175,71	0,00	200,43	200,43	358,44

Tableau VI.10: Sollicitation de la nervure du radier dans le sens Y-Y (ELS).

Travée	L (m)	l' (m)	PS (kN/ml)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	Mt (kN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
AB	2,6	2,7	155,00	0,00	-245,35	132,88	107,14	-107,14
BC	3,8	3,12	193,59	-245,35	-291,67	-3,66	355,64	-355,64
CD	3,9	1,96	142,73	-291,67	-418,70	169,60	245,76	-245,76
DE	3,9	3,84	325,24	-418,70	-407,09	15,80	379,73	-379,73
EF	3,6	1,96	142,73	-407,09	-200,54	-83,39	314,30	-314,30
FG	2,8	3,12	193,59	-200,54	0,00	66,78	278,88	-278,88

Le tableau suivant récapitule les sollicitations maximales (Majeures) suivant chaque sens (X et Y) avant le ferrailage final

Tableau VI.11 : Regroupement des sollicitations maximales des deux sens

	M^a (kN.m)		M^t (kN.m)		V^{max} (kN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens x-x	959,15	711,90	-387,82	-250,23	816,09	748,05
Sens y-y	-431,31	-418,70	200,43	169,60	425,49	379,73

Calcul du ferrailage :

Dans le sens x-x :

➤ En travée :

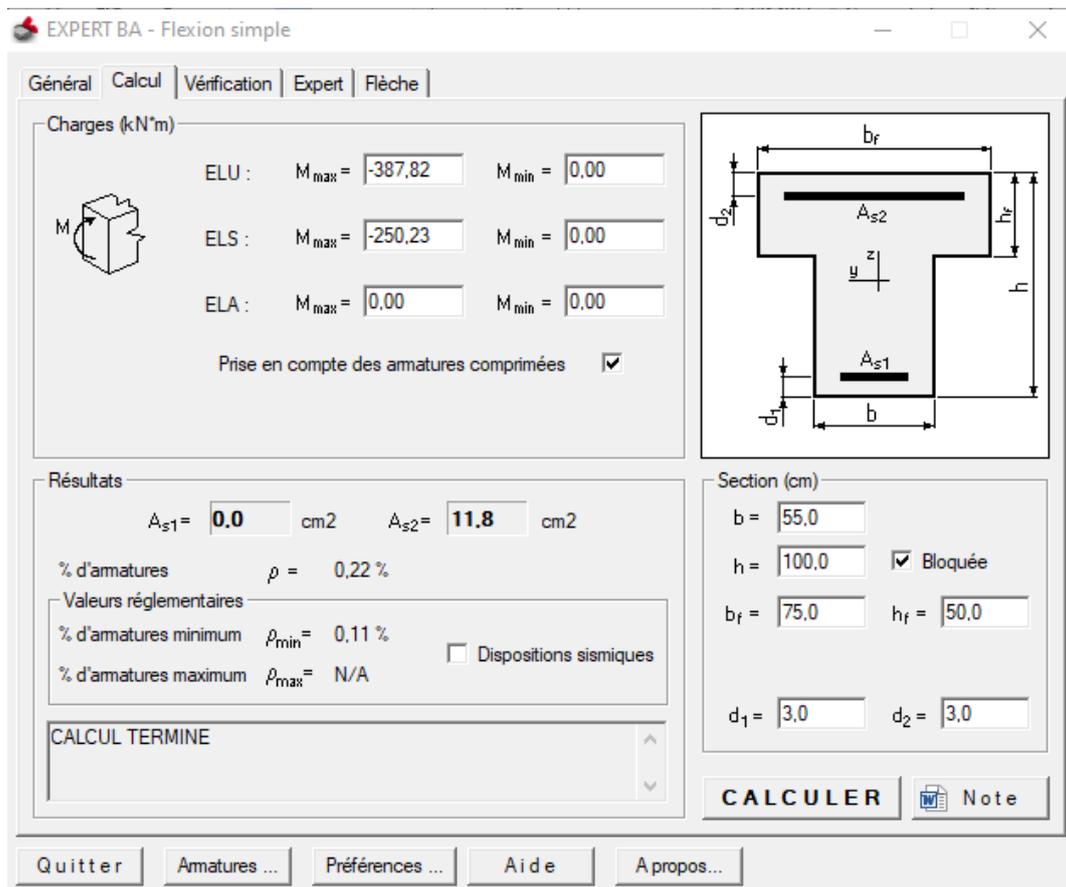


Figure VI.4 : Ferrailage de la nervure dans le sens x en travée.

$A_s = 11,80\text{cm}^2$ on adopt : **4HA20** avec $A_s = 12,57\text{cm}^2$

➤ Sur appui

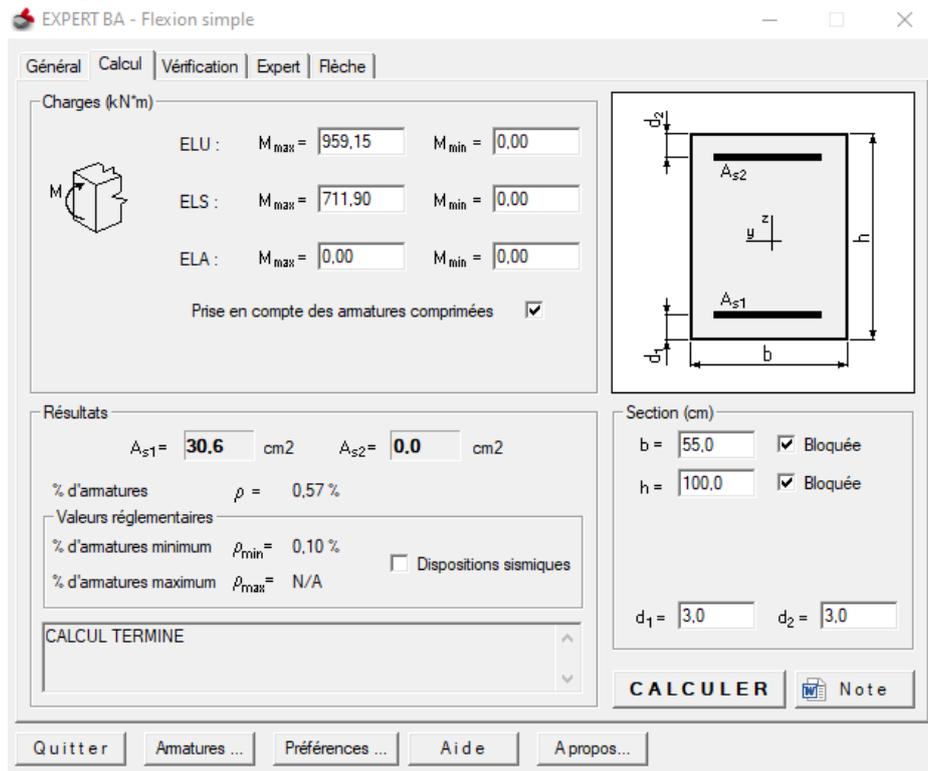


Figure VI.5 : Ferrailage de la nervure dans le sens x sur appui.

$$A_s = 31,60\text{cm}^2 \text{ on adopt : } 4HA20 + 4HA25 \text{ avec } A_s = 32,21\text{cm}^2$$

➤ Le ferrailage minimal :

Le ferrailage minimal provienne de **BAEL 91 A.4.2.1** et **BAEL 91 B.6.4** de condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s_{min}} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s_{min}}^{BAEI} = \max \left\{ \frac{55 \times 100}{1000} ; 0,23 \times 55 \times 97 \times \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s_{min}}^{BAEI} = \max \{ 5,5 ; 6,44 \} = 6,44\text{cm}^2$$

$$A_{s_{min}}^{RPA} = 0,5 \% b h = 0,005 \times 55 \times 100 = 27,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s = A_s^t + A_s^a \rightarrow A_s = 12,57 + 32,21$$

$$A_s = 44,78\text{cm}^2 \geq A_{s_{min}} = 27,5\text{cm}^2$$

Le ferrailage transversal : suivent l'article A5.1 ,22 des règles BAEL 91V99 on à la section minimale d'armature transversales :

$$\frac{A_t f_{e_t}}{b s_t} \geq \frac{\delta_s (z_{u-0.3} f_{tj} \times K)}{0,9 f_{e_t} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

S_t : L'espacement entre les armatures transversales comme suit :

$$S_t \leq \min \{0.9 d; 40 \text{ cm}\}. \quad [3]$$

$$S_t \leq \min \{103; 40 \text{ cm}\} = 69,3 \text{ cm}.$$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\}$$

$$S_t = \min (20 ; 24) = 24 \text{ cm}$$

- **En hors zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm},$$

Donc on adopte : $S_{t1} = 15 \text{ cm}$ et $S_{t2} = 40 \text{ cm}$.

les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur

$$S_t \leq \min \{40 \text{ cm}; 15\phi_l ; a + 10\} \quad [3]$$

Avec :

- a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau.
- ϕ : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale.
- $S_t \leq \min \{40 \text{ cm}; 30; 65\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{816,09 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0,97} = 1,59 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \delta_s (\tau_u - 0.3 \times f_{tj})}{0.9 \times f_e} = \frac{55 \times 20 \times 1.15 \times (1,59 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = 3,37 \text{ cm}^2$$

➤ **Les Vérifications :**

- **L'effort tranchant : [2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{825,37 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0,97} = 1,54 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} \dots \text{Condition}$$

vérifiée

➤ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{min}^t \geq 0.3\% S_t b \quad [2]$$

$$A_t = 3,37 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 20 \times 55 = 3,3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On adopte **6HA10** avec $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$

Vérifications de l'effort tranchant : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{816,09 \cdot 10^{-3}}{0,55 \cdot 0,97} = 1,52 \text{ MPa} \\ \bar{\tau} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à ELS :

Tableau VI.12 :Vérification des contraintes des nervures en travée est sur appui selon les deux sens.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
M_{ser} (kN.m)	-250,23	711,90	-169,60	418,70
A_s (cm²)	12,57	32,21	12,57	32,21
Y (cm)	17,33	26,16	17,33	26,16
I (cm⁴)	1370275,09	3021343,71	1370275,09	3021343,71
σ_{bc} (MPa)	3,16	6,16	2,14	3,63
σ̄_{bc} (MPa)	15	15	15	15
σ_s (MPa)	218,23	250,37	147,91	147,26
σ̄_s (MPa)	400	400	400	400
$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

Schémas du ferrailage :

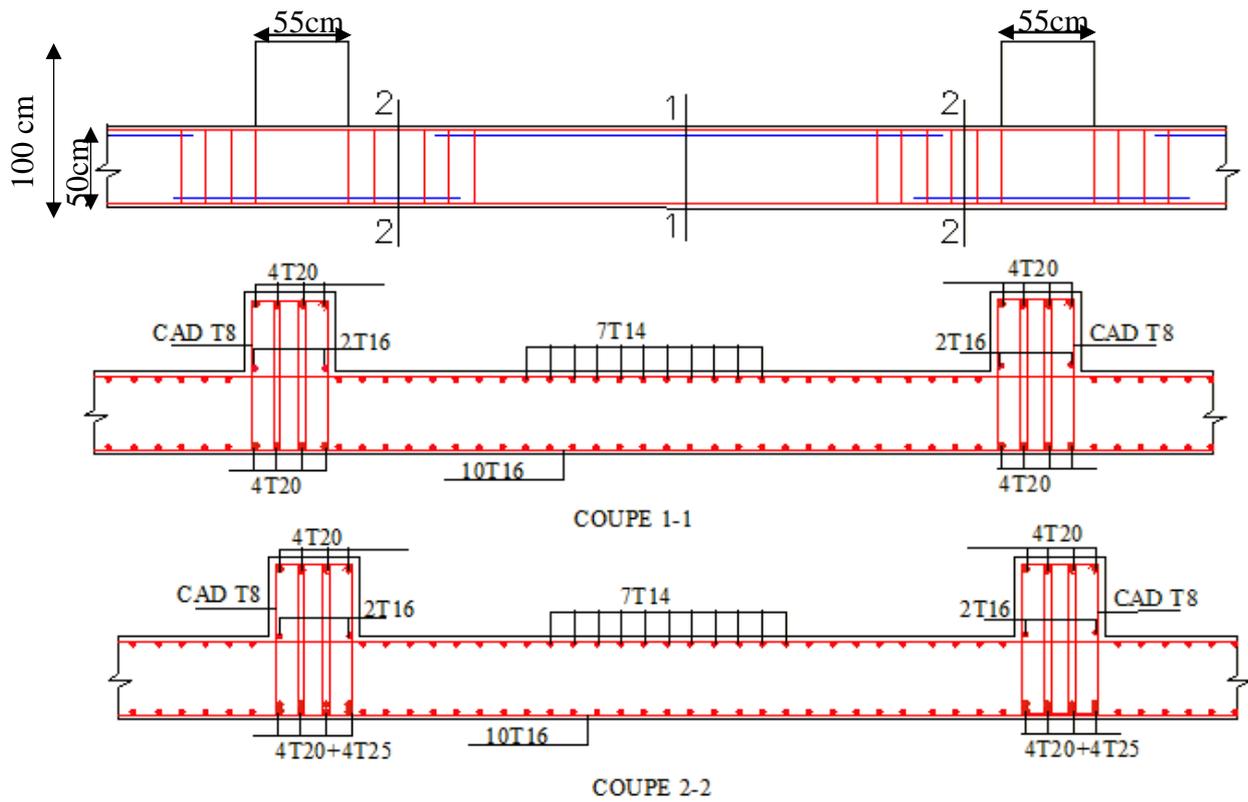


Tableau VI.6 : Schémas du ferrailage du radier nervurée.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude vise son objectif de créer une meilleure résistance du bâtiment au séisme au moindre coût.

Ce projet de fin d'études, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, à approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes, à mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé afin d'avoir un bâtiment rigide au moindre coût.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Enfin, l'objectif principal de la conception est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires et économique.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographies

❖ Règlements :

[1] D.T.R-B.C.2.48 : Règles Parasismique Algériennes (RPA 99/ version 2003).C.G.S.

[2] CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé .C.G.S.

[3] BAEL91: Béton armé aux états limite.

[4] D.T.R-B.C.2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations.

[5] D.T.R-B.C.2.331: Règles de calcul des fondations superficielles.

❖ Livres :

- ALBIGES et Goulet « Théorie et pratique du béton armé aux Etats limites ».
- Henri-Pierre MADERS : Piloter un projet d'organisation. Paris, Eyrolles, Editions d'Organisation, 2008.
- M. BELAZOUGUI : Calcul Des Ouvrages en Béton Armé -1988
- Cherait, Y., « Conception des bâtiments en zone sismique », Edition Office des Publication Universitaire, 2012.

❖ Thèses :

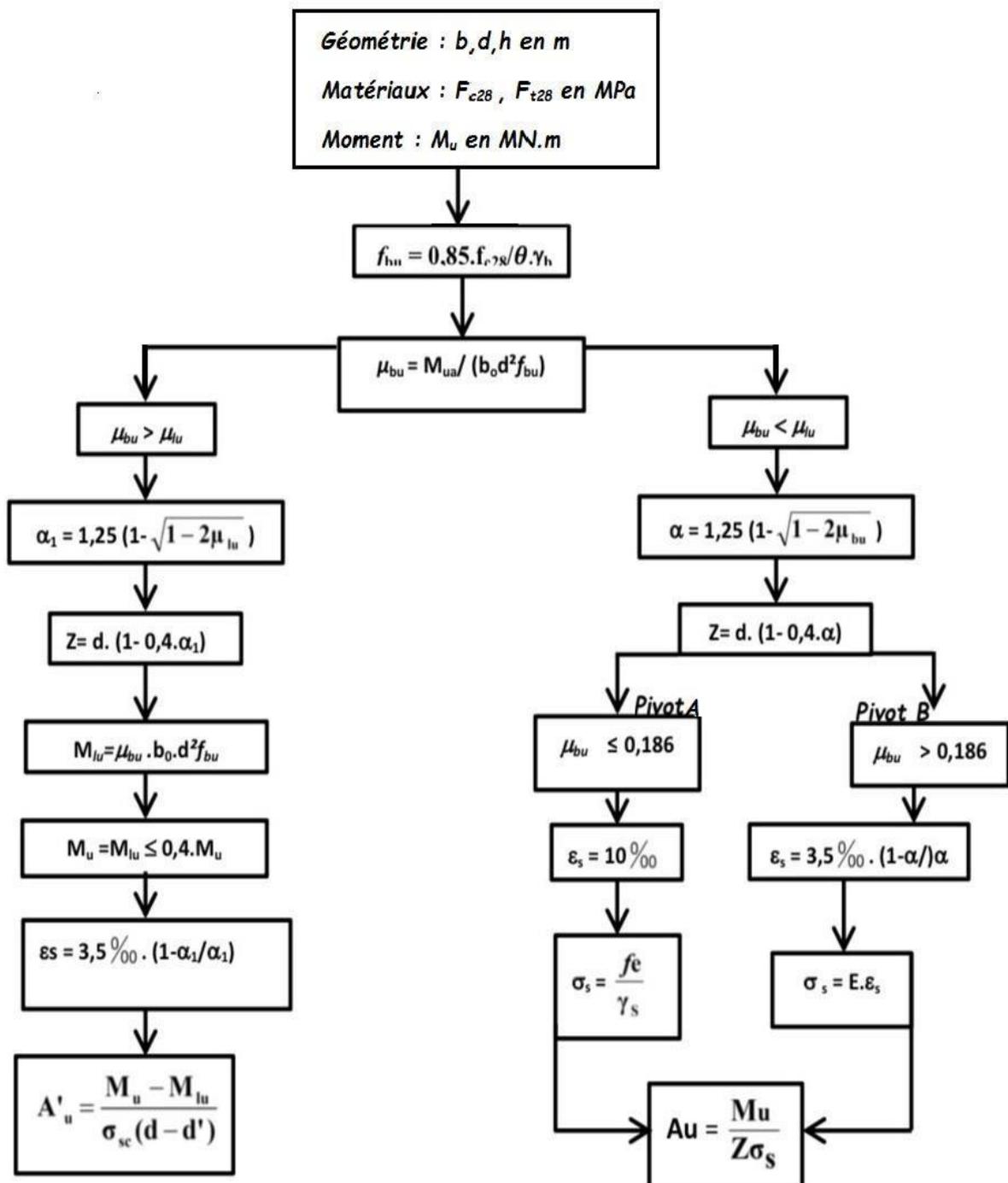
- Mémoire : Présenté par HOUAOUSSA Mohammed Amin et BOUROUMANA Issam ,Etude d'un bâtiment R+5 Université 08 Mai 1945 de Guelma -année 2019
- Mémoire : Présenté par KHELAIIF Houda et HADJ KOUIDER Sara Étude d'un bâtiment (R+6+un sous-sol) à usage d'habitation et commercial Université Ghardaïa - année 2024
- Mémoire : Présenté par MAOU Ismail, ETUDE DE LA REALISATION D'UN BATIMENT RDC+9+1 SOUS-SOL D'USAGE D'HABITATION

❖ Logiciel :

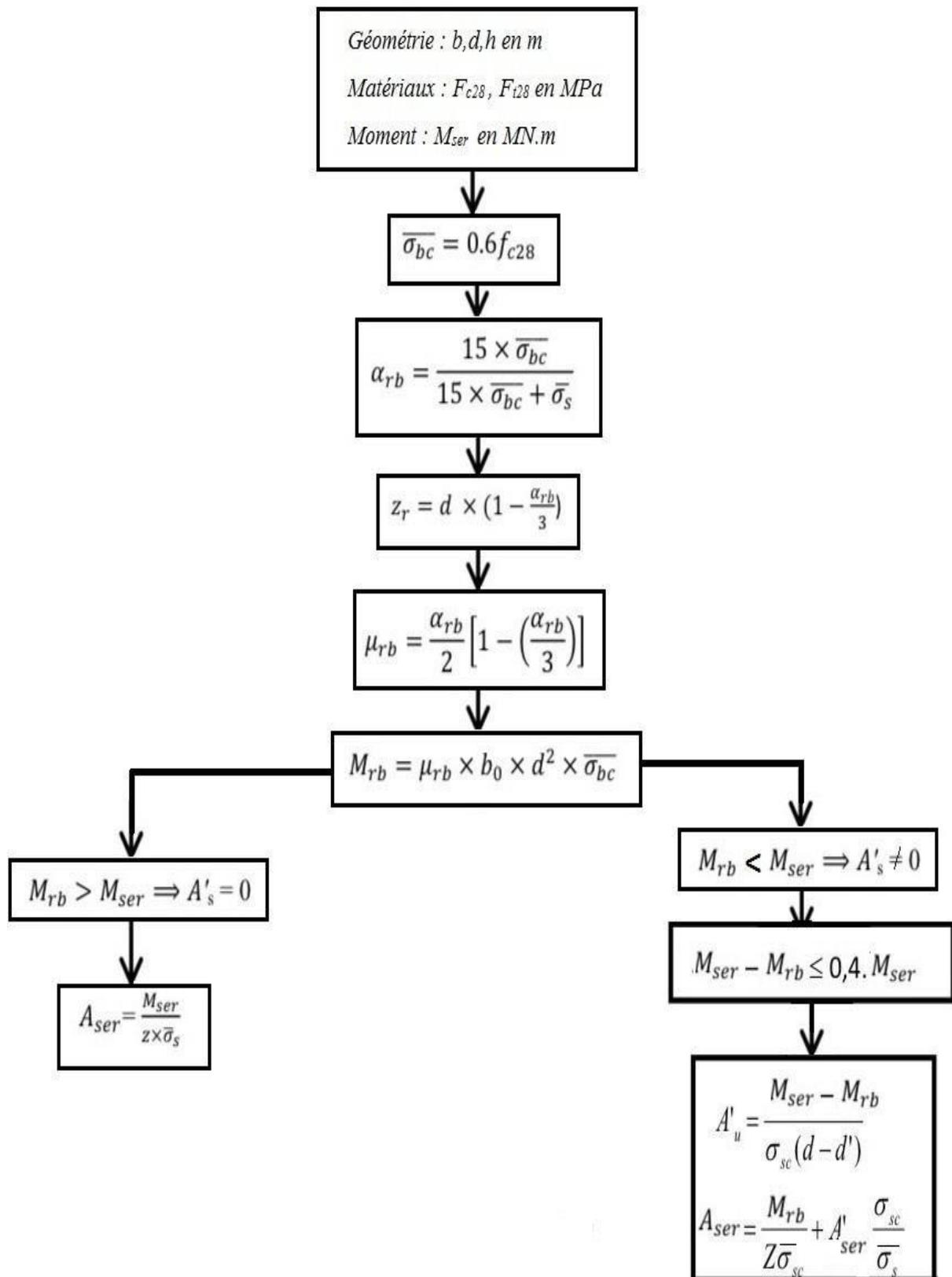
- Autodesk AutoCAD2021.....Dessin.
- Autodesk Robot structural analyses 2020Modélisation.
- Microsoft Excel.....Calcul.
- Microsoft Word.....Traitement du texte.

Annexe A

ORGANIGRAMME DE FERRAILLAGE EN FLEXION SIMPLE A L'ELU

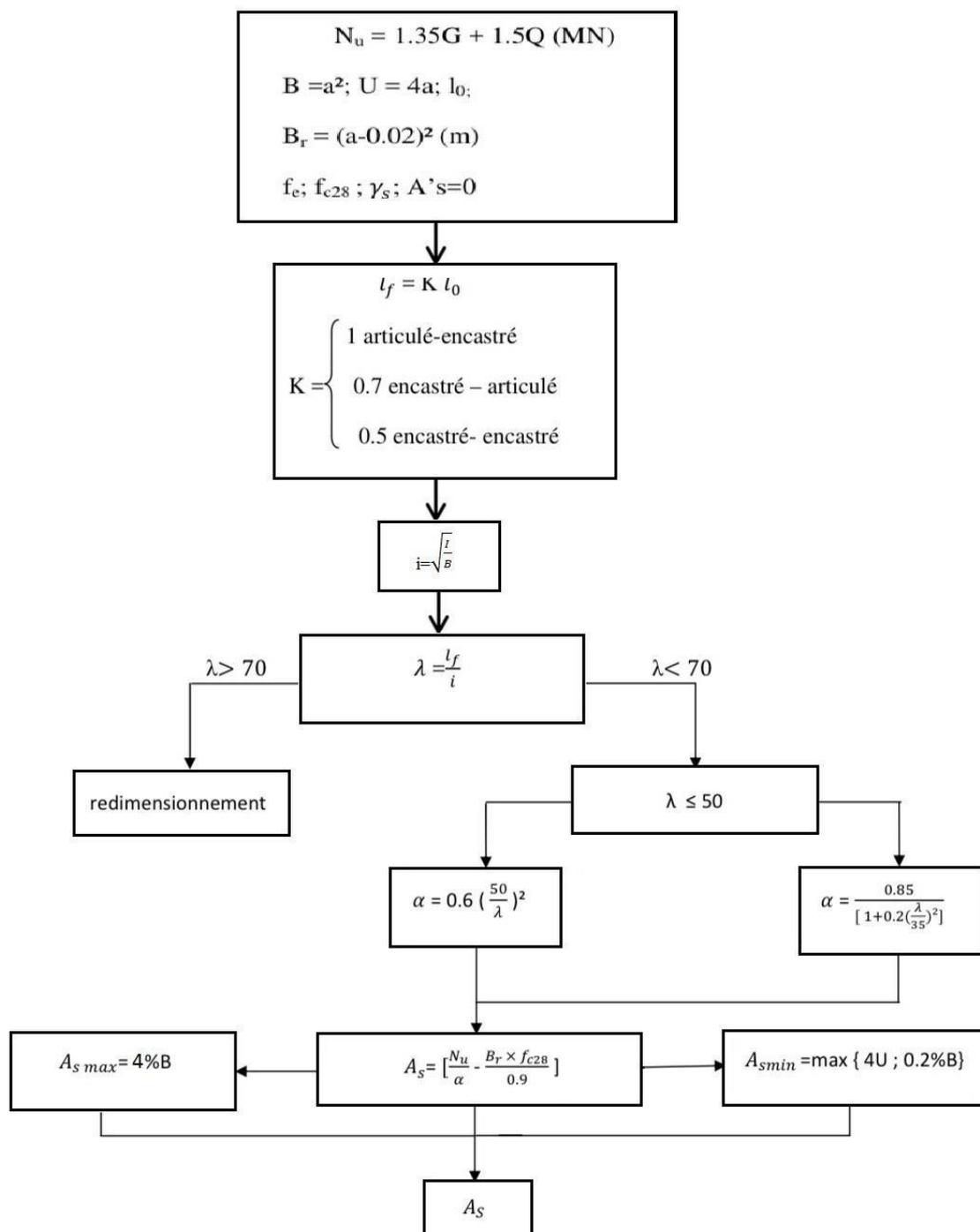


ORGANIGRAMME DE FERRAILLAGE EN FLEXION SIMPLE A L'ELS (FP et FTP)



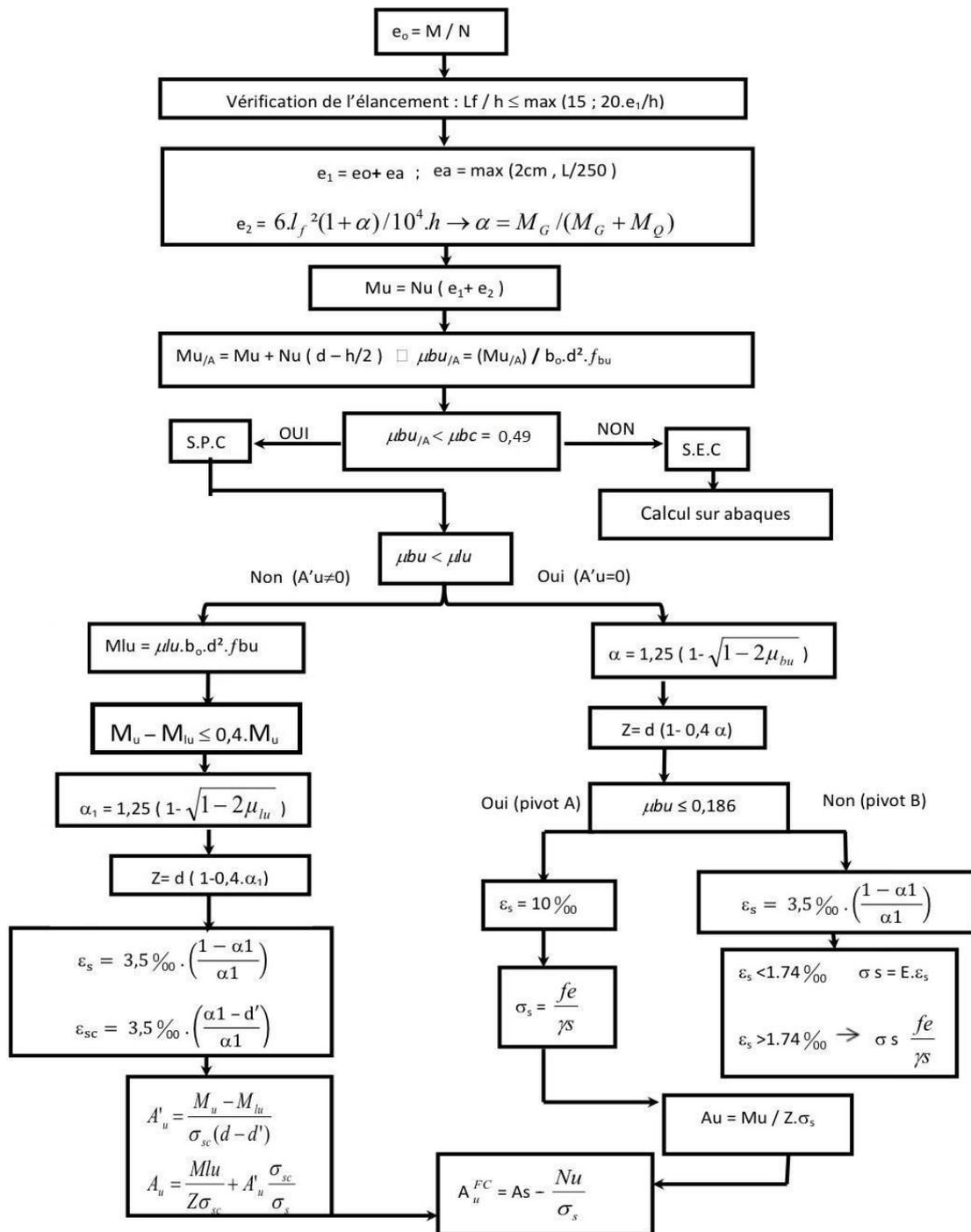
Annexe B

ORGANIGRAMME DE FERRAILLAGE EN COMPRESSION CENTREE A L'ELU



Annexe C

ORGANIGRAMME DE FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE (N>0)



Annexe D

TABLEAU DES SECTIONS D'ACIER EN BARRES

Tableau des sections d'acier en barres											beton-guide.com
	Section (cm ²)										
	Nombre de barres										
Ø (mm)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
6	0,283	0,566	0,849	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	
10	0,785	1,6	2,4	3,1	3,9	4,7	5,5	6,3	7,1	7,9	
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,3	
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,7	9,24	10,78	12,32	13,86	15,4	
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,1	
20	3,14	6,28	9,42	12,56	15,7	18,84	21,98	25,12	28,26	31,4	
25	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,1	
32	8,04	16,08	24,12	32,16	40,2	48,24	56,28	64,32	72,36	80,4	
40	12,6	25,2	37,8	50,4	63	75,6	88,2	100,8	113,4	126	

Faculté des sciences et de la
technologie
Département d'Hydraulique et
Génie Civil

جامعة غرداية



Université de Ghardaïa

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم الري والهندسة المدنية

ترخيص بإيداع مذكرة الماستر

بعد الاطلاع على التصحيحات المطلوبة على محتوى المذكرة المنجزة من طرف:

الطالبين: **... ر. بواربي... لبيش الدين... ومجطا الله مخلوف**

الشعبة: هندسة مدنية

التخصص: هياكل

نحن الأساتذة:

الإمضاء	الصفة	الرتبة والجامعة الأصلية أو المؤسسة	الإسم واللقب
	رئيس	أستاذ مساعد أ (جامعة غرداية)	صيتي عصام
	مؤطر	أستاذ مؤقت (جامعة غرداية)	شريف ميلود
	ممتحن	أستاذ محاضر أ (جامعة غرداية)	ظاهر الحاج قسمة

نرخص بإيداع النسخة النهائية لمذكرة الماستر بعنوان:

**.. Etude d'un bâtiment (R+9) en béton armé à usage d'habitation contreventé
par des voiles**

رئيس القسم

