

Université de Mila
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et de l'hydraulique



N°Ref :

Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER
Spécialité : Structures

**Etude d'un bâtiment (R+4+sous-sol) à usage
d'habitation et Commercial**

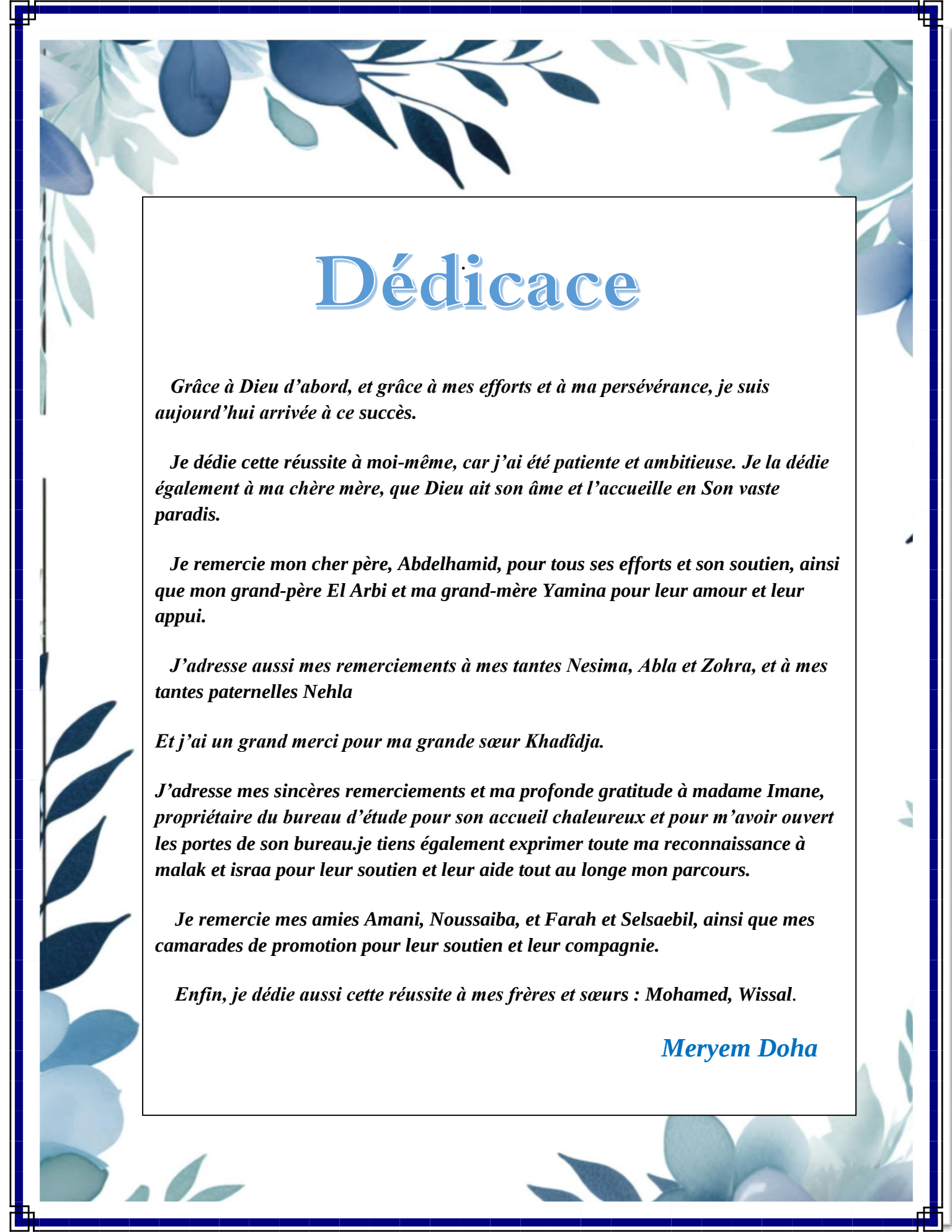
Réalisé par :
Chertioua Meryem Doha

Soutenu devant le jury :

M. Djeghader Djamel
M. Guettiche Abdelhak
M. Lechheb Moustapha

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2025/2026



Dédicace

Grâce à Dieu d'abord, et grâce à mes efforts et à ma persévérance, je suis aujourd'hui arrivée à ce succès.

Je dédie cette réussite à moi-même, car j'ai été patiente et ambitieuse. Je la dédie également à ma chère mère, que Dieu ait son âme et l'accueille en Son vaste paradis.

Je remercie mon cher père, Abdelhamid, pour tous ses efforts et son soutien, ainsi que mon grand-père El Arbi et ma grand-mère Yamina pour leur amour et leur appui.

J'adresse aussi mes remerciements à mes tantes Nesima, Abla et Zohra, et à mes tantes paternelles Nehla

Et j'ai un grand merci pour ma grande sœur Khadîdja.

J'adresse mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à madame Imane, propriétaire du bureau d'étude pour son accueil chaleureux et pour m'avoir ouvert les portes de son bureau. Je tiens également exprimer toute ma reconnaissance à malak et israa pour leur soutien et leur aide tout au long mon parcours.

Je remercie mes amies Amani, Noussaiba, et Farah et Selsaebil, ainsi que mes camarades de promotion pour leur soutien et leur compagnie.

Enfin, je dédie aussi cette réussite à mes frères et sœurs : Mohamed, Wissal.

Meryem Doha

REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail, je rende louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme je tiens à adresser ma vif remerciements à :

Nos familles : *Qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

A Mr lechheb moustapha : *mon promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*J'adresse un grand merci à **Mr.Zeyane Sami et Modemmoiselle KHallef Nihad** pour leur soutien constant, leur disponibilité et
Leurs précieux conseils tout au long de notre travail. Leur aide a été essentielle et profondément appréciée.*

Aux membres de jury : *Pour avoir accepté de juger mon travail.*

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.



Liste des notations

A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Action accidentelle.
F	Force concentrée.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur , portée.
M	Moment fléchissant.
N	Effort normal.
Q	Action d'exploitation ; Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global de la structure.
T	Effort tranchant, période.
V	Force sismique totale.
W	Poids totale de la structure.
Z	Bras de levier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite service.
A_r	Armature de réparation.
A_{st}	Section d'armature.
B_r	Section réduite.
C_p	Facteur de force horizontal.
C_T	Coefficient de période.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_{ij}	Module d'élasticité instantané.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.

E_{vj}	Module d'élasticité différé.
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène.
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
I_x , I_y	Moment d'inertie.
L_f	Longueur de flambement.
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
M_a	Moment en appuis.
M_t	Moment en travée.
M_u	Moment à l'état limite ultime.
M_{Se}	Moment à l'état limite service.
r	
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
N_{Se}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
r	
S_t	Espacement.
W_i	Poids au niveau « i ».
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
e	Epaisseur.
f	Flèche.
$\bar{f}$	Flèche admissible.
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_i	Flèche due aux charges instantanées.
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
f_{bc}	Contrainte de calcul.
f_{cj}	Résistance à la compression du béton à (j) jour.
f_{tj}	Résistance à la traction du béton à (j) jour.

f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
i_x, i_y	Rayon de giration.
a	Position relative de la fibre neutre.
β	Coefficient de pondération
λ	Elancement.
ε	Déformation relative.
ϕ	Diamètre des armatures.
η	Facteur de correction d'amortissement.
θ	Coefficient d'application.
μ_u	Moment ultime réduit.
γ_b	Coefficient de sécurité de béton.
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier.
τ_u	Contrainte de cisaillement.
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement.
σ_{bc}	Contrainte de béton.
σ_{st}	Contrainte d'acier.
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier.
$\bar{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol

Sommaire

Introduction générale	2
------------------------------------	----------

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

I.1 Introduction :	4
I.2 Présentation de l'ouvrage :	4
I.2.1 Dimension de l'ouvrage :	4
I.3 Conception structurelle :	9
I.4 Données du site :	9
I.5 Conception de la structure :	9
I.5.1 Les planchers :	9
I.5.2 Les escaliers :	9
I.5.3 Revêtement :	9
I.5.4 Maçonnerie :	10
I.5.5 Isolation :	10
I.5.6 L'acrotère :	10
I.5.7 Les voiles :	10
I.5.8 Fondation :	11
I.5.9 Balcon :	11
I.6 Caractéristiques des Matériaux :	11
I.6.1 Béton :	11
I.6.2 L'acier :	15
I.7 Actions et sollicitations :	19
I.7.1 Actions :	19
I.7.2 Actions variables (q) :	19
I.7.3 Actions accidentelles (f_a) :	19
I.7.4 Combinaisons de calcul :	19
I.7.5 Les sollicitations :	20
I.8 Logiciels utilisés.....	20
I.9 Conclusion :	20

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1 Pré dimensionnements des éléments :	22
II.1.1 Planchers.....	22
II.1.2. Dalle pleine (balcon).....	25
II.1.3. Les escaliers.....	27
II.1.4. Pré- dimensionnement des poutres	30
II.1.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	32

II.1.6. Pré dimensionnement des voiles.....	33
II.2. Détermination des charges et surcharges (DTR) [4] b.c.2-2)	34
II.2.1. Plancher terrasse	35
II.2.2. Plancher (étage courant)	36
II.2.3. Dalle pleine	36
II.2.4. Les escaliers.....	37
II.2.5. Maçonnerie	38
II.3. Descente de charge.....	39
II.3.1. Définition.....	39
II.3.2. Loi de dégression des sur charges.....	40
II.3.3. Les charges d'exploitation:.....	41
II.3.4. Vérification du poteau	43
II.4. Conclusion	46

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	49
III.2. Les escaliers.....	49
III.2.1. Définition.....	49
III.2.2. Calcul du ferrailage« RDC + étage Courant »	51
III.2.3. Poutre de palière.....	57
III.3. Les planchers	66
III.3.1. Définition.....	66
III.3.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure.....	67
III.3.2.1. Plancher terrasse (terrasse inaccessible)	67
III.3.2.2. Plancher étage courant	67
III.3.4. Méthode forfaitaire (BAEL [1])	68
III.3.5. Les poutrelles dans l'étage courant	76
III.3.6 Ferrailage de la dalle de compression (bael91 [1] b.6.8, 423)	83
III.4. Les balcons	85
III.4.1. Sollicitations	86
III.4.2. Calcul des sollicitations.....	86
III.4.3. Calcule le Ferrailage.....	87
III.5. Conclusion	90

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.1. Introduction	92
IV.2. Objective de l'étude sismique	92
IV.3.1. Méthode statique équivalente [2]	92
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale	93
IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [2].....	94
IV.3.4. Choix de la méthode de calcul	95
IV.4. Modélisation de la structure	96
IV.4.1. Introduction	96
IV.4.2. Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024	97
IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure	98
IV.4.4. Spectre de calcul.....	99

IV.4.5. Vérification du nombre de modes à considérer.....	102
IV.4.6. Estimation empirique de la période fondamentale.....	104
IV.5.1. Calcul de déplacements.....	105
IV.5.2. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble.....	106
IV.5.3. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).....	107
IV.5.4. Vérification de l'effort normal réduit	108
IV.5.6. Calcul de la force sismique totale	109
IV.6. Conclusion.....	110

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	112
V.2. Actions et sollicitations :	112
V.3. Ferrailage des poteaux :	113
V.3.1. Hypothèses de calcul :	114
V.3.2. Etat limite de stabilité de forme.....	114
V.3.3. Détermination des sections d'acier :	115
V.4. Recommandations des règlements :	119
V.4.1. Armatures longitudinales :	119
V.4.2. Vérifications :	122
V.5. Ferrailage des poutres :	125
V.5.1. Recommandations du RPA 2024 [2]:.....	125
V.5.2. Ferrailage des poutres.....	126
V.5.2.1. Poutre principale.....	126
V.6. Poutre secondaires :	130
V.6.1. Vérification de la condition de non fragilité :	131
V.6.2. Vérification de la condition de non fragilité :	132
V.6.3. Position de l'axe neutre :	132
V.7. Ferrailage des voiles	135
V.7.1. Ferrailage des voiles	135
V.7.1.1. Exposé de la méthode.....	135
V.7.1.2. Armature verticale.....	137
V.7.1.3. Armatures minimales	138
V.7.1.4. Aciers horizontaux	138
V.7.1.5. Règles communes.....	139
V.7.1.6. Combinaisons de calcul.....	139
V.7.2.1. Vérification à L'ELS :	139
V.7.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :	140
V.7.3. Ferrailage de voile	143
V.7.4. Schéma de ferrailage de voile.....	150
V.8. Conclusion	151

Chapitre VI : Calcul des fondations

VI.1. Introduction :	153
VI.2. Classification des fondations.....	153
VI.3. Justification pour le choix de type de fondation [8]	154
VI.3.1. Combinaisons d'actions	154
VI.3.2. Contrainte admissible du sol (Capacité portante)	154
VI.3.3. Choix type de fondation [8]	155

VI.3.3.1. Vérification de la semelle isolée	155
VI.3.3.2. Vérification de la semelle filante	156
VI.4. Dimensionnement de la semelle.....	157
VI.4.1. Largeur « B ».....	157
VI.4.2. Calcul de la hauteur de la semelle.....	159
VI.4.3. Vérification au poinçonnement [9]	159
VI.4.4. Calcul de la poutre de rigidité	160
VI.5. Calcul des sollicitations.....	161
VI.6. Calcul du ferraillage	162
VI.7. Schéma de ferraillage semelle filante.....	164
VI.8. Etude des longrines.....	164
VI.8.1. Pré dimensionnement	165
VI.8.2. Ferraillage de la longrine.....	166
VI.8.3. Schéma de ferraillage de la longrine	166
VI.9. Calcul du Mur de soutènement.....	167
VI.9.1. Introduction	167
VI.9. Conclusion.....	171
 Conclusion générale.....	 173
Références bibliographiques.....	173
Annexes	177

Liste des figures

Figure I.1 : Disposition de la willaya de Mila	5
Figure I.2 : Façades principales	5
Figure I.3 : Plant de RDC	6
Figure I.4 : Plan d'étage courant.....	6
Figure I.5 : La coupe AA	7
Figure I.6 : Plan de sous-sol.....	8
Figure I.7 : La toiture.....	8
Figure I.8 : Essai de compression	12
Figure I.9 : Types d'armatures.....	15
Figure I.10 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.	17
Figure I.11 : Enrobage.	18
Figure II.1 : Plancher à corps creux.	24
Figure II.2 : Dimensions d'une poutrelle.....	25
Figure II.3 : Dalle sur deux (02) appuis.....	27
Figure II.4 : Schéma de l'escalier	27
Figure II.5 : Vue en plan de l'escalier RDC + ETAGE.....	28
Figure II.6 : Dimension des poutres principales et secondaires.....	32
Figure II.7 : Hauteur libre d'étage.	32
Figure II.8 : Coupe de voile en plan.	33
Figure II.9 : Dimensionnements d'un voile.	34
Figure II.10 : Toiture	35
Figure II.11 : Eléments constituant le plancher étage-courant	36
Figure II.12 : Balcon d'étage courant.....	37
Figure II.13 : Mur Extérieur.....	38
Figure II.14 : Surface du plancher revenant à un poteau central.	39
Figure II.15 : Poteau le plus sollicitée	41
Figure II.16. Section réduite du poteau.....	45
Figure III.1 : Section de Calcule Les escaliers	50
Figure III.2 : Section de de ferrailage	55
Figure III. 3 : La poutre de palière.	56
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de poutre pallier.....	6
Figure III.5 : Les travées.....	65
Figure III.6 : Coupe d'une poutrelle	69
Figure III.31 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	69
Figure III.7 : Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).	83
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	84
Figure III.9 : Schéma statique.....	85
Figure III. 10 : Schéma de Ferrailage	88
Figure IV.1 : Vue globale de la structure.....	96
Figure IV.2 : Disposition des voiles dans le bâtiment.	96
Figure IV. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe Y.	102
Figure IV. 4 : Translation de bâtiment selon l'axe X.	103
Figure IV. 5 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.....	103
Figure V.1: Schéma de cadres	123
Figure V.2: Schéma de ferrailage des poteaux (30x40).....	123
Figure V.3 : Schéma de ferrailage poutres principales.....	129
Figure V.4: Schéma de ferrailage poutres secondaires.....	134
Figure V. 5 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.	140

Figure V.6 : Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des.....	141
Figure V.7: Dimensions du voile V	142
Figure V.8 : Dimensions du voile V	145
Figure V.9: schéma de ferrailage de voiles sens xx.	149
Figure V. 10: schéma de ferrailage de voile sens yy.	150
Figure VI. 1 : Semelle isolée. Figure VI. 2 : Semelle filante.....	152
Figure VI. 3 : Radier générale.....	153
Figure VI. 4 : Semelle filante.....	156
Figure VI. 5 : Coupe de la semelle filante.	160
Figure VI. 6 : Schéma de ferrailage de semelle filante.....	163
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la longrine.....	165

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Descente des charges (terrasse inaccessible).	35
Tableau II.2 : Descente des charges (Plancher étage courant, RDC).	35
Tableau II.3 : Charge permanents des dalles pleines.....	36
Tableau II.4 : Évaluation des charges du palier.....	37
Tableau II.5 : Charge permanente de paillasse	37
Tableau II.6 : Charge permanente des murs extérieurs.....	38
Tableau II .7 : Charge permanente des murs intérieurs	39
Tableau II.8 : dégression des charges.	40
Tableau II .9 : Descende des charges du poteau	42
Tableau II.10 Vérification de flambement de poteau.	45
Tableau III.1 : combinaison des charges.....	49
Tableau III.2 : Ferrailage longitudinal de l'escalier à L'ELU.	51
Tableau III.3 : Ferrailage d'escalier Etage.	51
Tableau III.4. Vérification des contraintes à l'ELS.	53
Tableau III.5 Vérification des contraintes à l'ELS.	53
Tableau III.6 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.....	59
Tableau III.7 : Vérification a l'ELS de la poutre palière.	62
Tableau III.8 : Les combinaisons d'action.....	70
Tableau III.9 : Les résultats de ferrailage des poutrelles	72
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des résultats.....	73
Tableau III.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.	75
Tableau III.12 : Sollicitation des poutrelles à l'étage courant.	76
Tableau III.13 : Les résultats de ferrailage des poutrelles.	76
Tableau III.14 : Les résultats de ferrailage des poutrelles.	78
Tableau III.15 : Tableau récapitulatif des résultats.....	79
Tableau III.16 : Vérification des contraintes à l'ELS.	86
Tableau III.17 : Récapitulatif des résultats	87
Tableau III.18 : Récapitulatif des résultats.	88
Tableau IV.1 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i	97
Tableau IV.2 : Valeurs du coefficient C	98
Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient de comportement, R.	99
Tableau IV.4 : Valeurs des Pondérations P_q	100
Tableau IV.5 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher	100
Tableau IV.6 : Valeurs des coefficients d'importance.....	100
Tableau IV.7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1.	101
Tableau IV.8 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT.....	102
Tableau IV.9 : La force sismique V dynamique à la base.	105
Tableau IV.10 : Centre de masse et centre de torsion.....	105
Tableau IV.11 : Calcul de l'excentricité.	105
Tableau IV.12 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme.....	105
Tableau IV.13 : Vérification de déplacement.	106
Tableau IV.14 : Vérification au renversement sens x.....	107
Tableau IV.15 : Vérification au renversement sens y.....	107
Tableau IV.16 : Vérification vis avis de l'effet (P- Δ) sens x.....	108
Tableau IV.17 : Vérification vis avis de l'effet (P- Δ) sens y.....	109
Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	109
Tableau V.1 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques :	113

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.	113
Tableau V.3 : Ferrailage longitudinal des poteaux.	118
Tableau V.4 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les	119
Tableau V.5 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL [2] dans les...	119
Tableau V.6 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	121
Tableau V.7 : Justification de la contrainte de cisaillement	122
Tableau V.8 : Sollicitations de la poutre principale.....	125
Tableau V.9 : Ferrailage des poutres principales.....	126
Tableau V.10 : Vérification à l'ELS de la poutre principale	128
Tableau V.11 : Sollicitations de la poutre secondaires.	129
Tableau V.12 : Ferrailage des poutres secondaires.	131
Tableau V.13 : Vérification à l'ELS de la poutre secondaire.	133
Tableau V. 14 : Sollicitations de calcul (voile plein).....	141
Tableau V. 15 : Résultats du ferrailage des voiles.....	148
Tableau VI. 1 : Vérifications « σ » et largeur « B » à "ELS".	156
Tableau VI. 2 : Vérifications « σ » et largeur « B » à "ELU".....	157
Tableau VI. 3 : Vérifications « σ » et largeur « B » pour "G+0.2Q+1.4E ".	157
Tableau VI. 4 : Vérifications « σ » et largeur « B » pour "G+0.2Q -1.4E ".	158
Tableau VI. 5 : Résultats du moment maximal.....	160
Tableau VI. 6 : Résultats de calcul de ce ferrailage.	162

الملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة بناية من الخرسانة المسلحة ذات طابع سكني، تتكون من طابق تحت أرضي وطابق أرضي وأربعة طوابق، تقع في ولاية ميله المصنفة ضمن منطقة ذات نشاط زلزالي قوي ضمن المنطقة الزلزالية V وفقًا للقواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل (RPA 2024). يهدف هذا العمل إلى ضمان تصميم هيكل إنشائي قادر على مقاومة مختلف الحمولات العمودية والأفقية، مع توفير شروط السلامة والاستقرار والمتانة المطلوبة. الحاملة، والجدران والروافد الأعمدة من المقاومة العناصر تتكون حيث المسلحة، الخرسانة على للبنية الإنشائي النظام اعتمد المنشأ، على المؤثرة الحمولات مختلف تحديد الدراسة شملت وقد. السارية الجزائرية القوانين لمتطلبات وفقًا تصميمها تم والتي الطيفي التحليل طريقة اعتماد مع، **ROBOT Structural Analysis 2027** برنامج باستعمال الديناميكي التحليل وإجراء على المؤثرة الزلزالية القوى وحساب الزلزالية الاستجابة لتقييم (Modal Response Spectrum Method) الأنماط متعدد المبنى. **سنة المعدلة 91 BAEL** لأحكام وفقًا تسليحها وتصميم الإنشائية للعناصر المناسبة الأبعاد تحديد تم التحليل، نتائج ضوء وفي التأثيرات لمختلف المبنى ومقاومة المطلوب الإنشائي الأداء تحقيق بضمن بما، **RPA 2024** متطلبات احترام مع، **1999** والزلزالية الميكانيكية. **ROBOT**، **CBA93**، **1999** سنة المعدلة **91 BAEL**، **RPA 2024** سكني، مبنى المسلحة، الخرسانة: **المفاتيحية الكلمات**

الزلزالي التصميم الطيفي، التحليل الديناميكي، التحليل، **Structural Analysis 2027**.

Abstract

As part of the end-of-study project, we presented a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor and for stories. The building will be implemented in the wilaya of MILA, classified in zone V according to the Algerian seismic code (RPA2024). Therefore, the stability of the structure is ensured by the mixed system (reinforced concrete frames-shear walls).

The finite element software **ROBOT 2027** were used to study and to analysis the behavior of the building. In which, the seismic forces calculations were carried out using the spectral modal analysis. The dimensions and the reinforcement of the overall resistant elements are established manually in conformity with the mostly used codes in Algeria (**BAEL 91 edit 99**, **RPA2024**).

Key words :

Reinforced concrete, **RPA2024**, **CBA93**, **BAEL 91 edit 99**, **ROBOT 2027**.

Résumé

Dans le cadre de projet de fin d'étude, nous avons présenté une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol, rez de chaussée et quatre étages. La structure est implantée dans la wilaya de MILA, classée en zone V selon le règlement parasismique algérien (**RPA 2024**). Par conséquent, la stabilité et le contreventement de l'ouvrage est assurée par un système mixte (portiques-voiles).

L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (**ROBOT 2027**). Dans

laquelle, le calcul des forces sismiques est mené par la méthode d'analyse modale spectrale.

A savoir, le pré dimensionnement et le calcul du ferrailage des éléments résistants sont réalisés manuellement conformément aux règles en vigueur en Algérie : le BAEL91 modifier 99 et RPA 2024.

Mots clés :

Béton armé, RPA99 modifié 2024, CBA93, BAEL91 modifié 99, ROBOT 2027.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Le secteur du bâtiment et des travaux publics est l'un des secteurs les plus affectés par les défis environnementaux et économiques, ce qui le place au cœur des préoccupations du développement durable. À travers les âges, l'homme n'a cessé d'améliorer les méthodes et techniques de construction, tirant profit des avancées scientifiques et technologiques afin de répondre à des besoins croissants et d'améliorer la performance ainsi que la qualité des ouvrages bâtis.

Les bâtiments sont directement exposés aux risques des catastrophes naturelles telles que les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Toute défaillance ou faiblesse dans leur conception peut entraîner des pertes humaines et matérielles considérables, impactant négativement le tissu social et économique des communautés affectées. Les catastrophes passées, comme le séisme de Boumerdès survenu le 23 mai 2003, ont démontré que de nombreux bâtiments endommagés n'étaient pas conçus selon les normes parasismiques, ce qui a conduit à leur effondrement et à des pertes importantes en vies humaines.

Dans ce contexte, l'importance du respect des recommandations et normes parasismiques lors de la conception des structures devient primordiale, afin d'assurer leur résistance aux charges horizontales induites par les séismes. Parmi les solutions techniques adoptées, on trouve les systèmes de contreventement mixte, qui combinent les voiles en béton armé et les portiques, permettant d'atteindre un équilibre optimal entre rigidité, flexibilité et efficacité économique.

Dans cette optique, le thème du projet de fin d'études porte sur l'étude et l'analyse d'un immeuble résidentiel composé d'un rez-de-chaussée et de cinq étages (R+4+ sous-sol), situé dans une Zone V, avec adoption d'un système de résistance mixte. Le béton armé a été choisi comme matériau principal de construction en raison de ses avantages en termes de durabilité et de coût, renforçant ainsi l'efficacité de la solution structurelle proposée.

Ce travail s'articule autour de six chapitres principaux :

- **Chapitre I** : Présentation générale du projet, caractéristiques du bâtiment, et définition des matériaux et éléments structuraux.
- **Chapitre II** : Estimation préliminaire des dimensions des différents éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles, escaliers, balcons...).
- **Chapitre III** : Calcul et ferraillage des éléments secondaires (escaliers, dalles, balcons...).
- **Chapitre IV** : Étude dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel ROBOT 2014.
- **Chapitre V** : Calcul et ferraillage des éléments structuraux (Principaux).
- **Chapitre VI** : Étude de l'infrastructure et choix du type de fondations approprié.

Ce projet se conclut par une synthèse générale récapitulant les connaissances et les compétences acquises au cours de ce travail académique appliqué.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction :

Afin de réaliser une étude fiable en génie civil, il est essentiel d'identifier avec précision les caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux qui la composent. Ce premier chapitre est donc dédié à la présentation et à l'analyse de ces éléments fondamentaux.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet d'étude consiste à dimensionner et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+4+sous-sol) de forme régulière (d'après RPA) à usage d'habitation et commercial à Mila qui est classée comme zone de sismicité élevée (Zone V) selon le classement des zones établi par le dernier Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). Ce dernier est constitué de portiques et voiles. Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I.2.1 Dimension de l'ouvrage :

2.1.1 Dimensions en plan :

- Longueur totale du bâtiment : 30.00 m.
- Largeur totale du bâtiment : 13.30 m

2.1.2 Dimensions en élève

- Hauteur du R.D.C : 3.06m.
- Hauteur de l'étage : 3.06 m.
- Hauteur de sous-sol : 4.20m
- Hauteur total : 23.02m

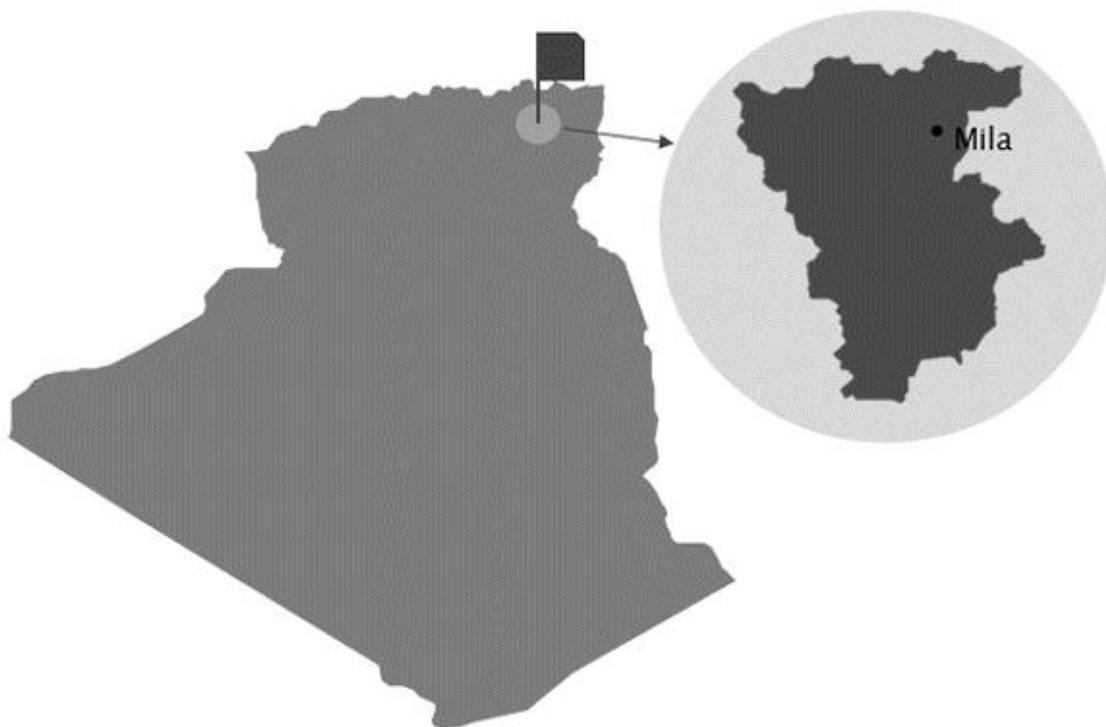
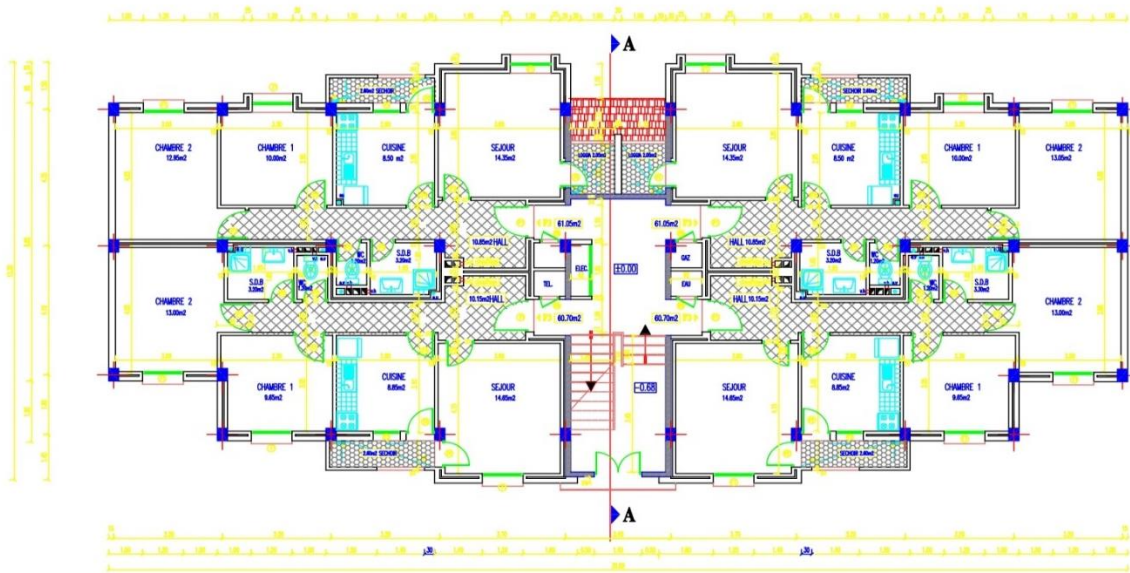


Figure I1 : Disposition de la willaya de Mila



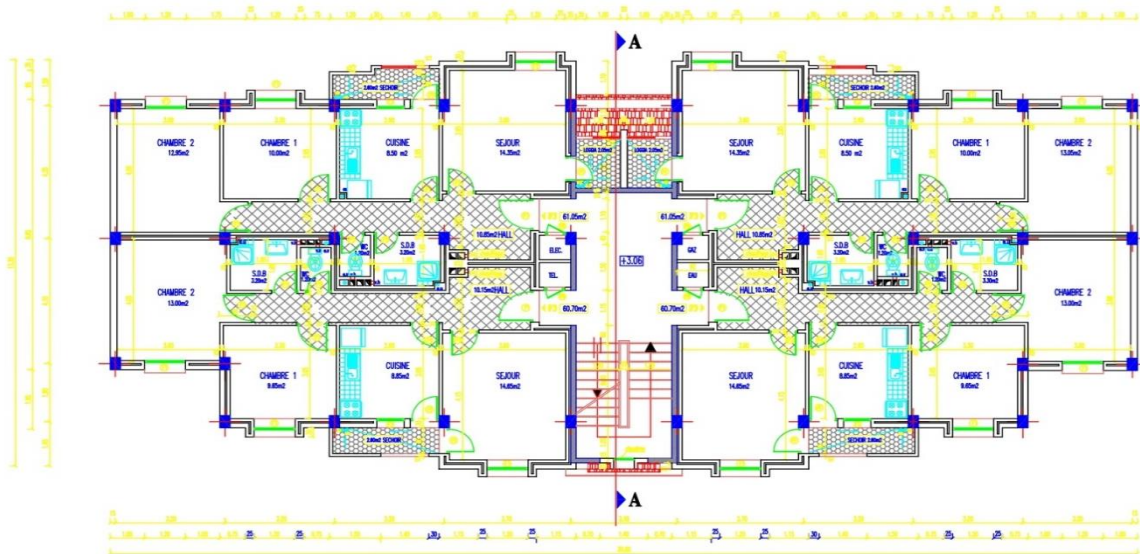
FACADE PRINCIPALE

Figure I2: Façades principale



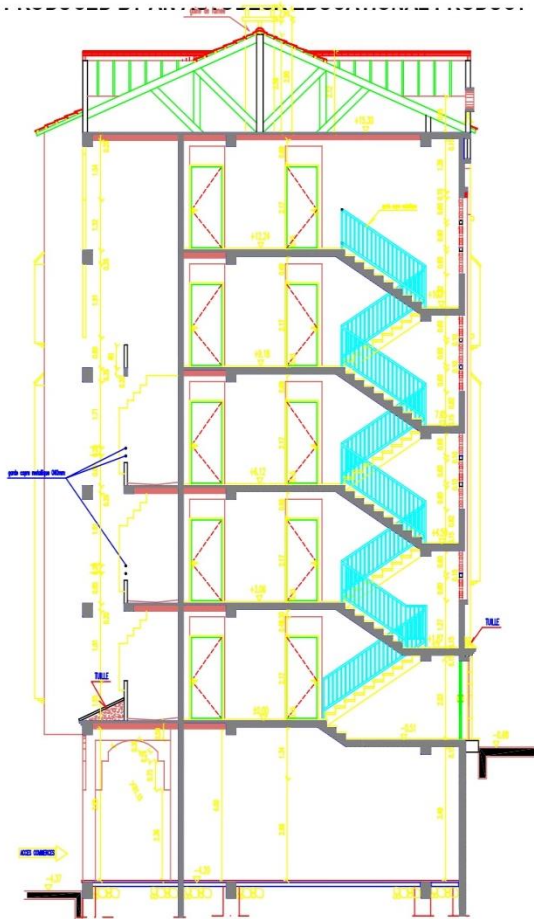
REZ DE CHAUSSEE

Figure I3 : Plan de RDC



ETAGE COURANT

Figure I4 : Plan d'étage courant



COUPE : A A

Figure I5 : La coupe AA

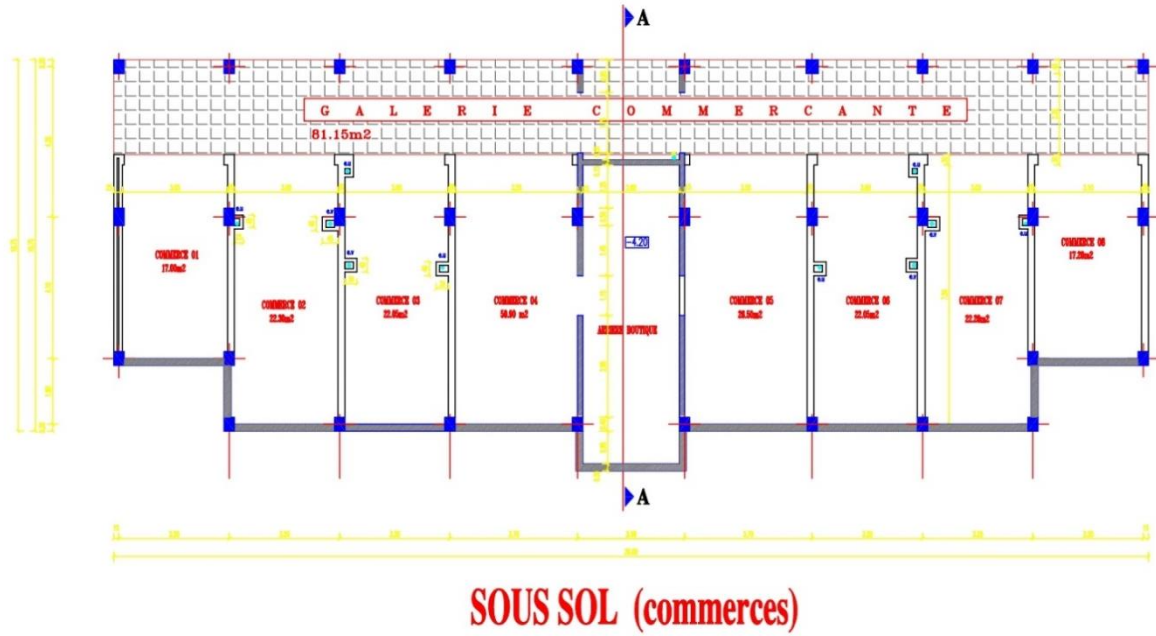


Figure I6 : Plan de sous-sol

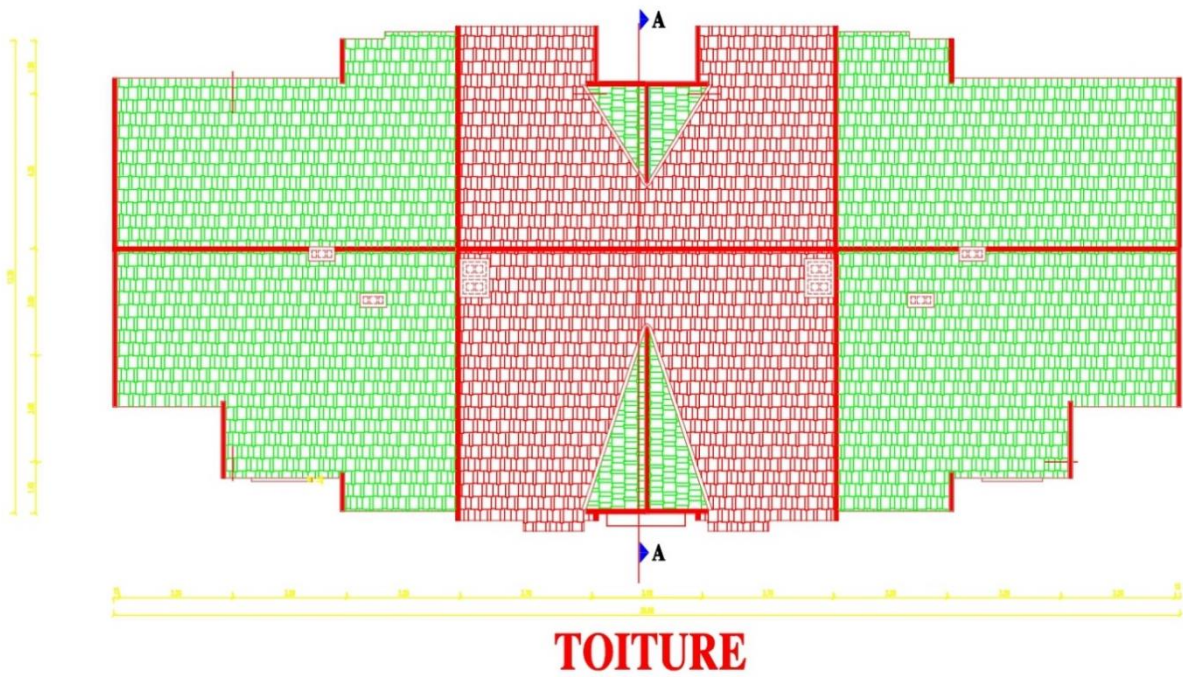


Figure I7 : La toiture

I.3 Conception structurelle :

Règles et normes de calcul :

Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- BAEL 91 modifiée en 99 [1].
- RPA 2024[2].
- CBA93 [3]
- DTR BC.2.2. [4].

I.4 Données du site :

Le projet susmentionné est un bâtiment situé dans la Wilaya de Mila. Il est classé en **Zone V (Selon RPA 2024)**. [2]

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol = 1.80 bars.

I.5 Conception de la structure :

I.5.1 Les planchers :

Type de plancher a adopté Le pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux. Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

-La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements

I.5.2 Les escaliers :

Sont des éléments secondaires permettent le passage d'un niveau à un autre, qui sont réalisés en béton armé coulé sur place. On a deux types d'escaliers (simple, avec quartier tournant).

I.5.3 Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

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

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

I.5.4 Maçonnerie :

C'est l'art du maçon par définition mais aussi le résultat de son travail. Deux types de murs se présentent dans notre structure :

Les murs extérieurs : sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm, 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuse

I.5.5 Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs, l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation

I.5.6 L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.5.7 Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité sous l'action des charges horizontale.

I.5.8 Fondation :

Les fondations sont des semelles filantes sous voiles et semelles isolées.

I.5.9 Balcon :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine, ce sont des éléments non structuraux.

I.6 Caractéristiques des Matériaux :

I.6.1 Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPA 325 avec un dosage de 350 kg/m³. La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Par exemple Pour 1m³ il nous faut :

- 350 kg du ciment (CPA-325, CRS).
- 400 litres de sable « $D \leq 5\text{mm}$ ».
- 800 litres de gravier « $10\text{ mm} \leq D \leq 30\text{ mm}$ ».
- 180 litres de l'eau de gâchage.
- Produits d'additions éventuelles (Adjuvants).

Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

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

- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de ailer tous les effets.

Résistance mécanique :

Résistance caractéristique a la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Le plus souvent la résistance est mesurée à l'Age de 28 jours f_{c28} .

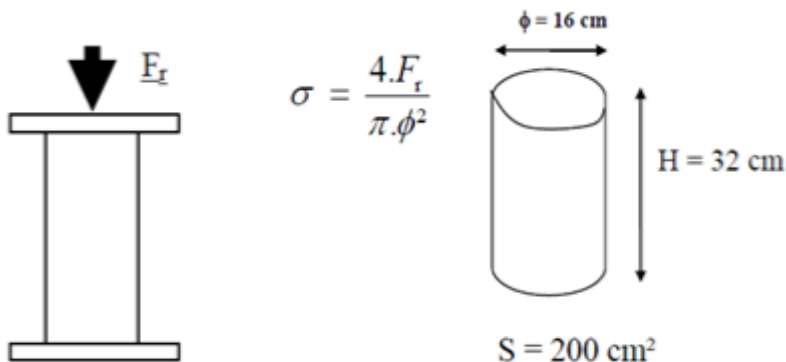


Figure I8 : Essai de compression

Selon les règles de BAEL91 (Art A.2.1.11) [1] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 \times j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f \leq 40 \text{ MPA} (j < 28)$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f \geq 40 \text{MPa} (j > 28)$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j > 28$$

- f_{cj} : la résistance à la compression à j jour.
- f_{c28} : la résistance à la compression à 28 jours

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier, Dans ce projet on adopte : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.6.1.2.2 Résistance caractéristique a la traction (BAEL 91ART A. 2.1.1.2) [1]

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression avec une mauvaise résistance à la traction, mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28} La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours désignés par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \text{ donc } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

f_{cj} : la résistance à la compression à « j » jour.

Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

❖ Le module de déformation longitudinale instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à:

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

$$(f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa.}$$

❖ Le module de déformation longitudinale différé :

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

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours

on a: Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

on a: $E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$

$E_{i28} = 32164.19 \text{ MPa}$

❖ Module déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

$$G = \frac{E}{2(2\nu+1)} \quad (\text{module de glissement})$$

Avec : E: Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

L'acier GElS = 18493.45 MPa

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\frac{\Delta d}{d_0}}{\frac{\Delta l}{l_0}} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$$

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELS), le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.6.2 L'acier :

Définition :

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

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

- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Types d'acier

- Barre à hautes adhérences (HA) Fe E 40
- Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences Fe E 215.

Caractéristiques des aciers :

❖ Caractéristiques géométriques :

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés. Ils sont définis, en outre par leur diamètre nominal.



Les aciers ronds lisses



Les barres à Haute Adhérence (H.A)



Les fils à haute adhérence.



Les treillis soudés.

Figure I.9 : Types d'armatures

Le tableau donne la section nominale et la masse linéique correspondant aux différents diamètres nominaux.

Tableau I.1: Les sections d'acier

		Sections totale d'acier en cm ²									
Diamètres	Masse kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,222	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,395	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,617	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	0,888	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,210	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,31	13,85	15,39
16	1,580	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11
20	2,466	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	3,850	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
32	6,313	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42
40	9,864	12,57	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,96	100,53	113,09	125,66

❖ Résistance caractéristique de l'acier :

De l'acier On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e Principales armatures utilisés

Tableau 1.2: Limite élastique f_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Les contraintes limites de calcul :

Les contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant :

f_e : Contrainte limite élastique.

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

σ_s : Contrainte de l'acier : $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$, $\epsilon_s = \sigma_s / E_s$.

ϵ_s : déformation de l'acier .

E_s = module d'élasticité de l'acier.

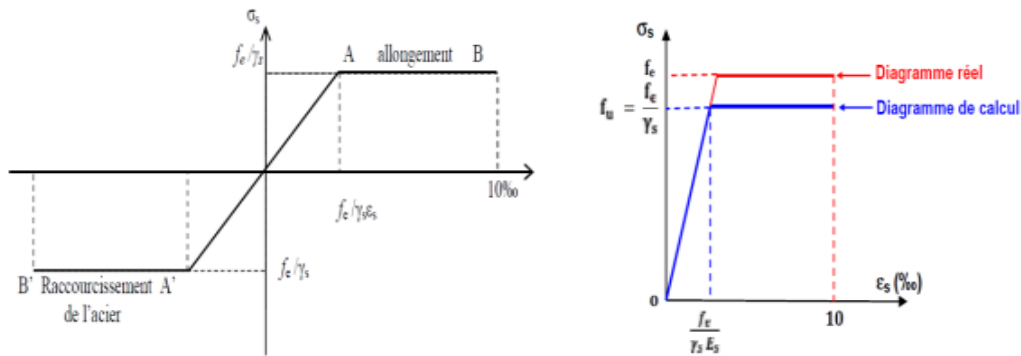


Figure I10 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Pour notre cas : FeE400 $\rightarrow$ $f_e = 400$ MPa

- Cas général : $\sigma_s = f_e \gamma_s = 400 \cdot 1.15 = 348$ MPa.
- Cas accidentel : $\sigma_s = f_e \gamma_s = 400 \cdot 1 = 400$ MPa.

Les contraintes limites à l'état limite service (ELS) :

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures. D'après les règles BAEL91 (A.4.5.3). Nous avons pour cet état:

Fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ limitation à f_e (aucune vérification),

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} < \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_t 28})$,

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} < \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_t 28})$.

η : Coefficient de fissuration

$\Rightarrow \eta = 1$ pour rond lisse,

$\Rightarrow \eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence (HA). $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.

Enrobage (protection de l'acier) :

L'enrobage des armatures représente la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (cadre, étriers, épingle, armature de peau, etc...), il doit être suffisant pour garantir :

- La bonne protection de l'acier.
- Contre la corrosion.

- La bonne transmission des efforts d'adhérence.
- Une résistance au feu.

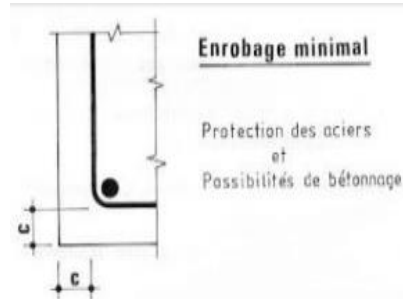


Figure. I11 : Enrobage.

Dans le but de prémunir les armatures des efforts d'intempéries et d'agent agressif, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes:

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin,
- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations),
- $C \geq 5\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux.

I.7 Actions et sollicitations :

I.7.1 Actions :

Actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides. Les déformations Imposées à la structure.

I.7.2 Actions variables (q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

I.7.3 Actions accidentelles (f_a) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.7.4 Combinaisons de calcul :

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

❖ Situations durables :

ELU: $1.35G + 1.5Q$.

ELS: $G + Q$.

❖ Situations accidentelles :

$G + Q \pm E$. (E : effort de séisme).

$0,8G+Q\pm$ (pour les fondations).

$G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

I.7.5 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : N
- Effort tranchant : V
- Moment fléchissant : M
- Couple de torsion : T

I.8 Logiciels utilisés

Dans ce projet, nous avons utilisé deux logiciels :

- Le logiciel AUTOCAD pour dessiner de coffrage et ferraillage.
- Le logiciel ROBOT pour effectuer des calculs.

I.9 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons cité toutes les caractéristiques des matériaux (béton-acier), les dimensions de notre projet, la situation géographique avec le zonage de la wilaya, les règlements et les hypothèses de calculs puis les caractéristiques structurales de quelques éléments que nous serons réalisés dans les prochains chapitres.

Chapitre II :

Pré dimensionnement et descente de charge

II. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.1 Pré dimensionnements des éléments :

II.1.1 Planchers

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments Porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour notre bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine

Le plancher corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de :

- **Corps creux (hourdis) :** Dont le rôle est le coffrage, isolation phonique et sonore, aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles :** Ce sont les éléments résistants du plancher. Elles servent à répartir les charges sur les poutres principales.
- **Dalle de compression :** c'est une dalle en béton armé. Sa hauteur varie de 4 à 6 cm. Elle sert à répartir uniformément les charges et les surcharges sur les poutrelles.

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

- **Treillis soudé** : il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

▪ Condition de résistance au feu :

D'après le BAEL91 : [1]

Les exigences de résistance au feu d'après [1] est :

- $e=07$ cm. Pour une (01) heure de coupe de feu.
- $e=11$ cm: Pour deux (02) heures de coupe de feu.
- $e=17.5$ cm: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e=15$ cm.

▪ Condition acoustique:

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm, on adopte une épaisseur de : $e=16$ cm.

▪ Condition de résistance à la flèche : (CBA93 [3] Art B.6.8.4.4.2.4)

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le **CBA93 [3]** comme suit :

Avec :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

- h_t : Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.
- $L_{\max}$: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = \min(Lx_{\max}; Ly_{\max}) \quad L_{\max} = \min(3.70 ; 4.35)$$

D'après la disposition des poutrelles choisie :

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

$$L_{max}=3.70 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{3.70}{22.5} = 0.1644 \text{ m} = 16.44 \text{ cm}.$$

Donc on prend : $h_t (16+4) = 20 \text{ cm}$

$$\begin{cases} h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{table de compression} \\ h_t - h_0 = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{corps creux.} \end{cases}$$

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression.

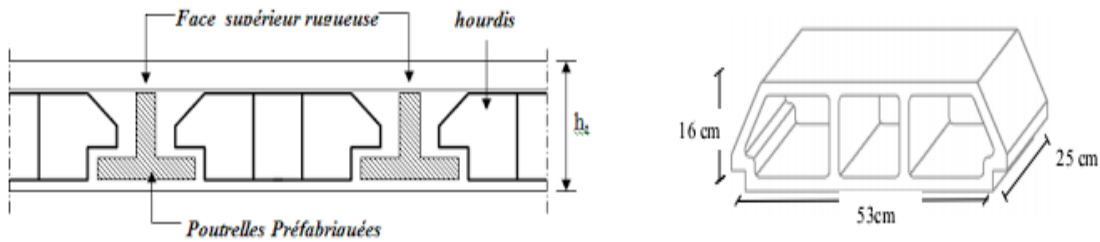


Figure II.1.Plancher à corps creux.

Les poutrelles

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

$$b_1 = \min \begin{cases} \frac{L_0}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

L_0 : La distance entre nus de deux nervures.

L : la largeur de la nervure.

Donc : $b_1 = 27,5 \text{ cm}$

La largeur de la table de compression est définie par :

$$0.4 \times h_t \leq b_0 \leq 0.8 \times h_t$$

$$0.4 \times 20 \leq b_0 \leq 0.8 \times 20$$

$$8 \leq b_0 \leq 16$$

On adopte: $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

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

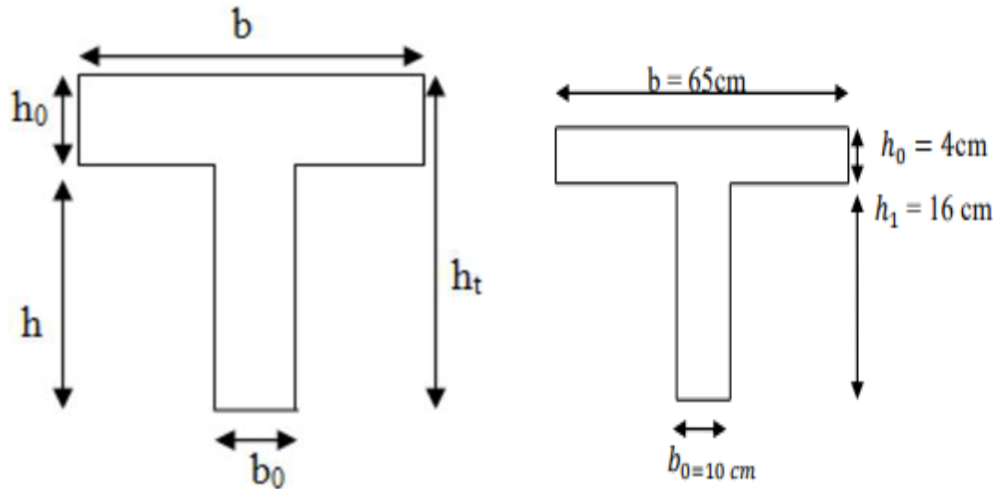


Figure II.2 Dimensions d'une poutrelle.

II.1.2 Dalle pleine (balcon)

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poutres, murs ou voiles. Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Résistance à la flexion :**

- Pour une dalle sur un seul appui : $e > \frac{L_x}{20}$

- Dalle reposant sur deux appuis $\rho \leq 0.4$: $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis $0.4 \leq \rho \leq 1$: $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

Avec :

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

e : Epaisseur de la dalle pleine.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

- **Résistance au feu :**

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

Donc on prend : **$e=15$ cm.**

- **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « **CBA93** »[3] en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 3 appuis, On prend les dimensions du panneau le plus sollicité

$$L_x=0.9\text{m}; L_y=3.2 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{90}{320} = 0.28 \text{ cm} \leq 0.4 \text{ cm}$$

$$\frac{90}{35} < e < \frac{90}{30}$$

$$2.57 < e < 3$$

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable.

On adopte l'épaisseur de la dalle pleine : **$e = 15$ cm.**

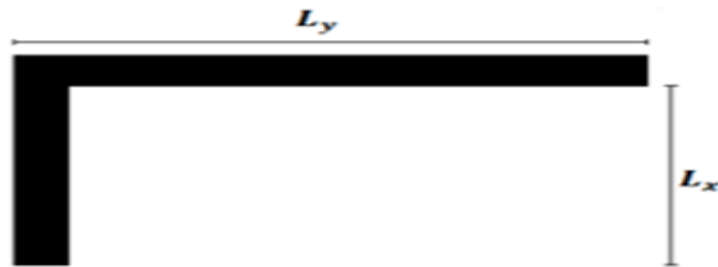


Figure II. 3. Dalle sur deux (02) appuis

II.1.3 Les escaliers

Un escalier est 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 deux types d'escalier et il est fait en béton armé.

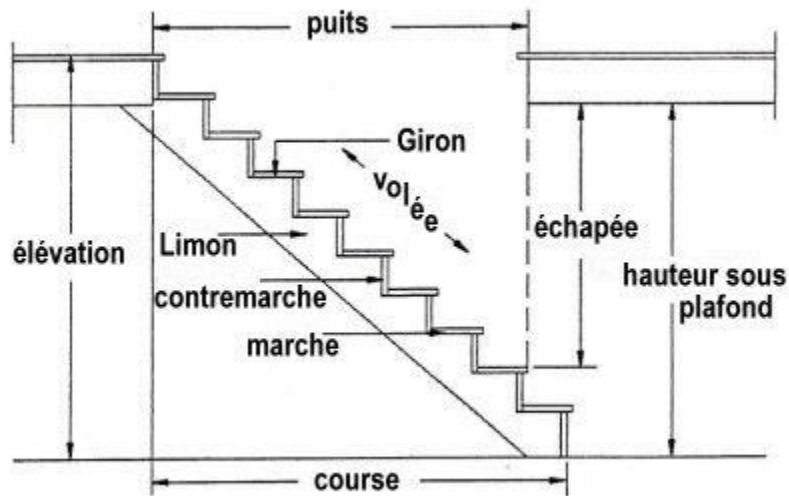


Figure II.4 Schéma de l'escalier

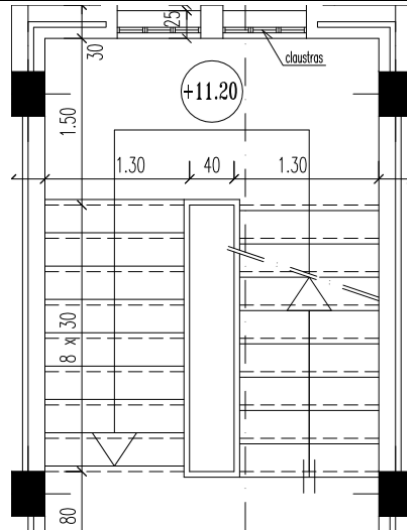


Figure II.5 Vue en plan de l'escalier RDC + ETAGE

Un escalier se compose d'un certain nombre de marche. On appelle emmarchement la longueur de ces marches ; la largeur d'une marche g s'appelle le giron ; h est la hauteur d'une marche (contremarche).

On utilise généralement la formule de **BLONDEL** :

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

On à:

$$h = \frac{H_V}{n}$$

$$g = \frac{L}{n - 1}$$

Avec :

$$\begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour une bonne réalisation on prend : $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$

- Vérification de la formule de **BLONDEL** :

On a :

$$m = 2h + g = 2(17) + 30 = 64$$

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

$59 \text{ cm} \leq m = 64 \leq 66 \text{ cm}$... Condition vérifiée.

- La hauteur de volé est égale à :

$$H_V = \frac{H}{2} = \frac{3,00}{2} = 1,50 \text{ m}$$

- Nombre des contres marches :

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

- Nombre des contres marches :

$$n = \frac{H_V}{h} = \frac{150}{17} = 8.82 \rightarrow n = 9 \text{ contres marches.}$$

- Nombre des marches :

$$N_m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \rightarrow N_m = 8 \text{ marches}$$

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H_V}{L_f}$$

$$L_f = (n - 1) \times g = (9 - 1) \times 30 = 2,4 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,50}{2,4} = 0,625$$

$$\alpha = 32,005^\circ$$

- La longueur de la paillasse (L) est :

$$L_V = \frac{H_V}{\sin \alpha} = \frac{1,50}{0,529} = 2,835$$

- L'épaisseur de la paillasse est :

$$L = L_V + L_p = 2.835 + 1,50 = 4.33 \text{ m}$$

- Selon la condition suivante :

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

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

Donc : $0,14 \text{ m} \leq e \leq 0,21 \text{ m}$

Soit : **e = 15 cm**. On adopte la même épaisseur de palier et paillasse.

II.1.4 Pré- dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé de section (b×h) qui assurant la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 [1] et les vérifications selon le **RPA2024** [2]

Les poutres principales

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

Les poutres secondaires

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles de **BAEL 91**[1235] on a :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée. (L=L_{max}=4.40 m)

h : hauteur de la poutre.

D'après le **RPA 2024**[2]:

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

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

Avec :

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

Vérification

- **Poutres principales**

D'après les règles de **BAEL 91**[1] : avec $L_{\max} = 4.35\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 29\text{cm} \leq h \leq 43.5\text{cm} \text{ Donc on adopte : } h = 40 \text{ cm, } b = 30\text{cm}$$

D'après le **RPA2024**[2]

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} & h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \rightarrow & CV \\ b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \rightarrow & CV \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 & \rightarrow & CV \end{cases}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de $(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$.

- **Poutres secondaires**

D'après les règles de **BAEL 91**[1235]: avec $L_{\max} = 3.70 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 24.66\text{cm} \leq h \leq 37 \text{ cm} \text{ Donc on adopte : } h = 35 \text{ cm, } b=30\text{cm}$$

D'après le **RPA 2024(Art 7.5.1)**[2]:

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} & h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} & \rightarrow & CV \\ b \geq 20 \text{ cm} & b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \rightarrow & CV \\ \frac{h}{b} \leq 4 & \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 & \rightarrow & CV \end{cases}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de : $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$.

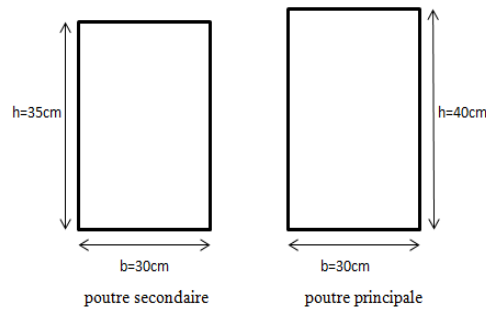


Figure II.6 Dimension des poutres principales et secondaires.

II.1.5. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

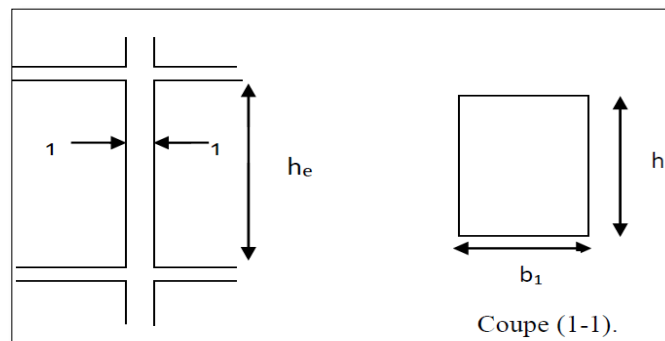


Figure II.7. Hauteur libre d'étage.

D'après **RPA2024** [2] :

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions

$$\text{suyvantes : } \begin{cases} \text{Min (b; h)} \geq 25 \text{ cm en zone V.} \\ \text{Min (b; h)} \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{cases}$$

Avec (b; h) : section de poteau.

h_e : Hauteur d'étage ($h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66\text{m}$).

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

On prend $(b; h) = (30, 40) \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} \text{Min}(30, 40) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} & \dots CV \\ \text{Min}(30, 40) \geq \frac{266}{20} \rightarrow 30 \text{ cm} > 13.3 \text{ cm} & \dots CV \\ \frac{1}{4} = 0,25 < \frac{30}{40} = 0.75 < 4 & \dots CV \end{cases}$$

Nous obtenons pour les poteaux **(30, 40) cm²**.

II.1.6. Pré dimensionnement des voiles

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges qui assurent la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme).

Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du le RPA2024 [1235] .L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

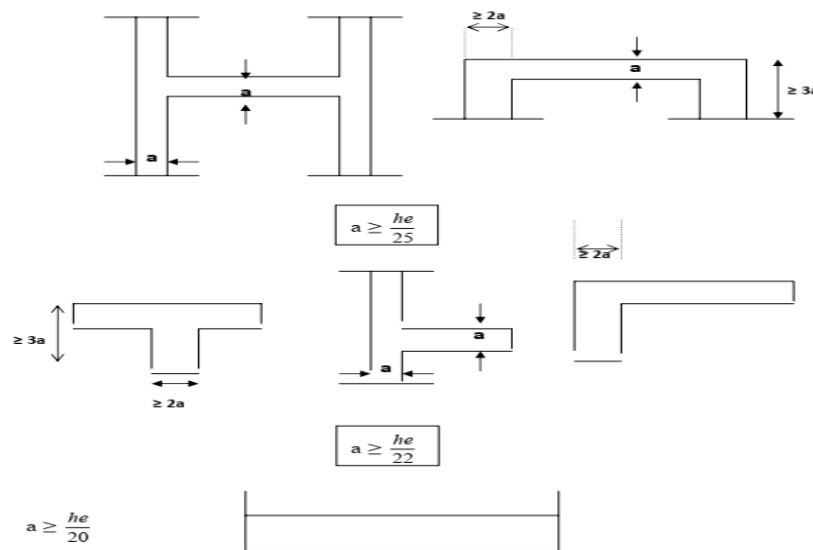


Figure II.8. Coupe de voile en plan.

D'après le **RPA 2024[2] (Art 7.7.1)** :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

Avec :

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

L : longueur du voile.

a : L'épaisseur des voile ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$).

h_e : Hauteur libre d'étage.

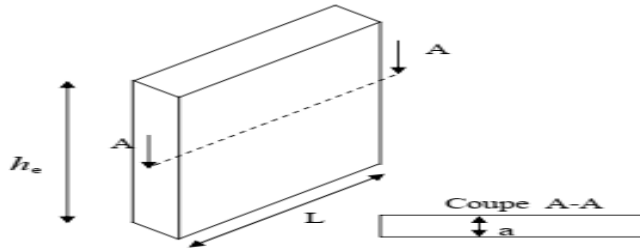


Figure II.9 Dimensionnements d'un voile.

$$a \geq \max \left(a_{\min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

A partir de la hauteur d'étage $H = 3.06 \text{ m}$, et la rigidité aux extrémités on a :

La hauteur libre d'étage $h_e = H - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$

$$\begin{cases} a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{266}{25} = 10.64 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{266}{22} = 12.09 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13.3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a \geq \max(15 ; 10.64 ; 12.09 ; 13.3) \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte : $a = 20 \text{ cm}$.

II.2.Détermination des charges et surcharges (DTR) [4] b.c.2-2)

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

II.2.1.Plancher terrasse

On a la charge $G = \rho e$

ρ : Poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément.

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

D'où le tableau suivant



Figure II.10. Toiture

Tableau II.1 Descente des charges (terrasse inaccessible).

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Tuiles terre cuite			0.41
2	Liteaux +contre liteaux			0,10
3	Chevrans			0.12
4	Isolation +écran			0,07
5	Dalle en corps creux (16+4)	0.2	14	2.8
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
7	Totale	/	/	3.7
				G=3.7
				Q=1

II.2.2.Plancher (étage courant)

Tableau II.2 Descente des charges (Plancher étage courant, RDC).

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	0.02	20	0.4

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle en corps creux	0.24	14	3.36
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation interne	0.1	9	0.9
				G=5.8
				Q=1.5

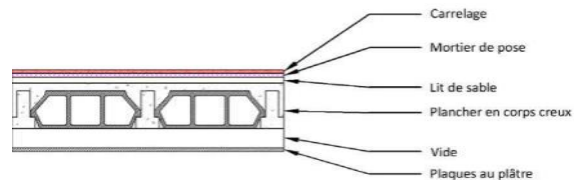


Figure II.11. Eléments constituant le plancher étage-courant

II.2.3.Dalle pleine

Tableau II.3 Charge permanents des dalles pleines

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ²)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
5	Enduit en mortier ciment	0.02	22	0.44
G=5.53				
Q=3.5				

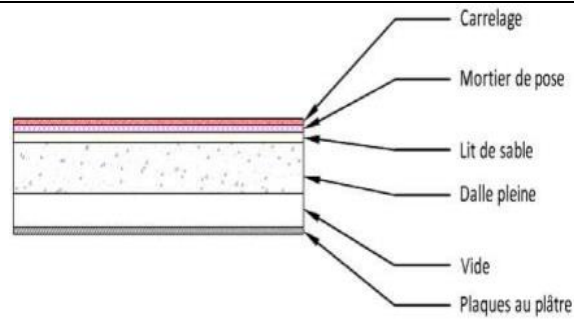


Figure II.12. Balcon d'étage courant.

II.2.4.Les escaliers

Palier

Tableau II.4 Évaluation des charges du palier.

N	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
G= 5.15				
Q= 2.5				

Paillasse

Paillasse avec une inclinaison de 32.00°

Tableau II.5. Charge permanents de Paillasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
----	----------	---------------	--------------------------------------	------------------------------

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

1	Carrelage	horizontale	2	22	0.44
		Verticale	2	22	0.44
2	Mortier de pose	horizontale	2	20	0.40
		Verticale	2	20	0.40
3	Lit de sable		2	18	0.36
4	Paillasse		15/cos32.00	25	4.42
5	Marche		17/2	25	2.12
6	Enduit de ciment		2/cos 32.00	10	0.23
7	Garde-corps		/	/	0.6
G=9.41					
Q=2.5					

II.2.5.Maçonnerie

Mur Extérieur

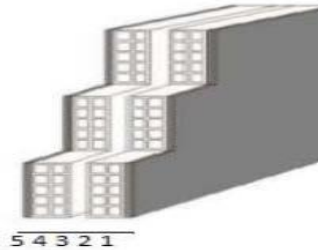


Tableau II.6. Charge permanents des murs extérieurs.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique(KN/m³)	Charges (KN/m²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'aire	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 2.44

Murs intérieurs

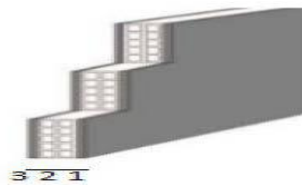


Figure II. 13Murs intérieurs

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

Tableau II.7. Charge permanents des murs intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,1	9	0,9
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
				G = 1.3

II.3.Descente de charge

II.3.1.Définition

La descente des charges est un processus qui permet de déterminer les charges qui reviennent à chaque poteau au niveau de chaque étage le long du bâtiment jusqu'à sa base ou ont procédé à une sommation de toute les charges et surcharges.

Cette opération se fera pour les poteaux les plus sollicités pour le but de vérifier leurs sections.

La descente de charge consiste à calculer les efforts normaux résultants de l'effet des charges Verticales sur les éléments porteurs verticaux depuis la terrasse jusqu'aux fondations.

Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

Charge permanente "G"

Charge d'exploitation "Q"

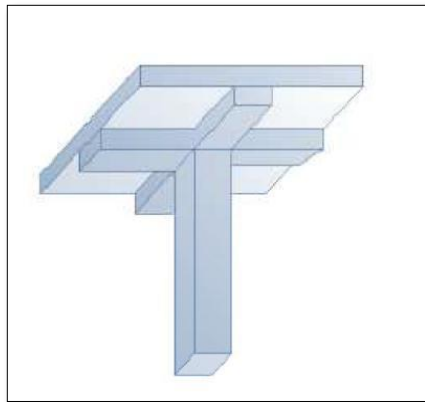


Figure II.14. Surface du plancher revenant à un poteau central.

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

II.3.2.Loi de dégression des sur charges

Les règles de BAEL 91[1234] ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2[1234] nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers (DTR BC 2-2/6-1 [1234]) soit :

Q₀ : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

Q₁, Q₂, Q₃,..., Q_n : Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2,3,..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment : Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivants :

- Sous la terrasse : Q₀.
- Sous le premier étage : Q₀+Q₁.
- Sous le deuxième étage : Q₀+0.9(Q₁+Q₂).
- Sous le troisième étage : Q₀+0.9(Q₁+Q₂+Q₃).
- Pour n étage (n ≥ 5) : Q₀+[(3+n)/2n](Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+...+Q_n).

Tableau II .8.dégression des charges..

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
4 ^{ème}	Q ₀	1
3 ^{ème}	Q ₀ + Q ₁	2.5
2 ^{ème}	Q ₀ + 0,95 (Q ₁ + Q ₂)	3.85
1 ^{er}	Q ₀ + 0,90 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)	5.05
RDC	Q ₀ + 0,85 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)	6.1
SOUS SOL	Q ₀ + 0,80 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)	7

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

II.3.3.Les charges d'exploitation:

- Plancherterrasse : $Q = 1 \text{ KN}$
- Plancherétage courant : $Q = 1.5 \text{ KN}$

Different Types des Poteaux

❖ Charge set surcharges revenant au poteau le plus sollicité:

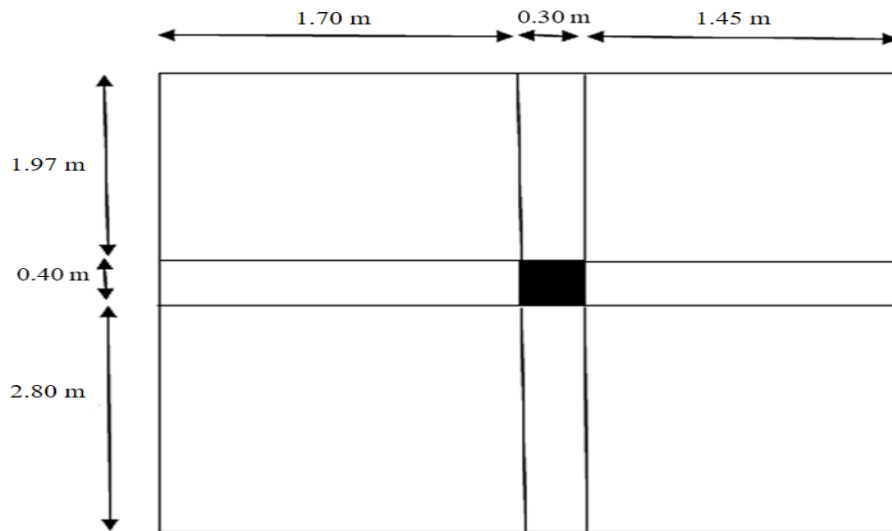


Figure II.15 .Poteau le plus sollicitée

La surface afférente :

$$S = (2.77 * 1.70) + (2.77 * 1.45) + (1.97 * 1.70) + (1.97 * 1.45).$$

$$S = 2.77 * (1.70 + 1.45) + 1.97 * (1.70 + 1.45).$$

$$S = 14.93 \text{ m}^2$$

❖ Les charges et surcharges :

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 14.93 \times 3.70 = 55.24 \text{ KN} \\ Q = 14.93 \times 1 = 14.93 \text{ KN} \end{cases}$$

Plancher étage courant :

$$\begin{cases} G = 14.93 \times 5.8 = 86.59 \text{ KN} \\ Q = 14.93 \times 1.5 = 22.39 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poutres :

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

$$\begin{cases} G_{PP} = b \times h \times l \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 4.35 \times 25 = 13.05 \text{ KN} \\ G_{PS} = b \times h \times l \times \rho = 0.3 \times 0.35 \times 3.70 \times 25 = 9.71 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poteaux

$$G_{Pot} = b \times h \times h_e \times \rho = 0.3 \times 0.4 \times 2.66 \times 25 = 7.98 \text{ KN}$$

Mur intérieure étage courant et RDC

Tableau II.9. Descente des charges du poteau

Niveau	Éléments	G (KN)	Q (KN)
N ₁	Plancher terrasse	55.24	14.93
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.05	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.71	
	Poteau (30 x 40) cm ²	7.98	
	Total	85.98	14.93
N ₂	Venant N ₁	85.98	14.93
	Plancher étage	86.59	22.39
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.05	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.71	
	Mur intérieure	18.62	
	Poteau (30 x 40) cm ²	7.98	
	Total	221.93	37.32
N ₃	Venant N ₂	221.93	37.32
	Plancher étage	86.59	22.39
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.05	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.71	
	Mur intérieure	18.62	
	Poteau (30 x 40) cm ²	7.98	
	Total	357.88	59.71
N ₄	Venant N ₃	357.88	59.71
	Plancher étage	86.58	22.39
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.05	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.71	
	Murintérieure	18.62	
	Poteau (30 x 40) cm ²	7.98	

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

	Total	493.83	82.1
N ₅	Venant N ₄	493.83	82.1
	Plancher étage	86.59	22.39
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.05	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.71	
	Mur intérieure	18.62	
	Poteau (30 x 40) cm ²	7.98	
	Total	629.78	104.49
N ₆	Venant N ₅	629.78	104.49
	Plancher étage	86.59	22.39
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.05	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.71	
	Mur	18.62	
	Poteau (30 x 40) cm ²	7.98	
	Total	765.73	126.88

Total	G = 765.73KN	Q = 126.78KN	
--------------	--------------	--------------	--

II.3.4.Vérification du poteau

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

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

$$N_u = (1,35 \times 765,73) + (1,5 \times 126,78) = 12223,90 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) [1234] on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de **15%** tel que : $N_u = 1,15 \times (1,35G + 1,5Q)$.

$$\text{Donc : } N_u = 1,15 \times 908,01 = 1407,48 \text{ KN}$$

Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B_c} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } B_c : \text{section du béton.}$$

$$B_c \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \rightarrow B_c \geq \frac{1407,48 \times 10^{-3}}{15} = 0,093 \text{ m}^2$$

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

On a : $B = a \times b = 0.3 \times 0.4 = 0.12 \text{ m}^2$

$B = 0.12 \text{ m}^2 > B_c = 0.093 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

Donc les sections des poteaux choisis sont vérifiées à la compression simple.

Vérification au flambement

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

$f_e = 400 \text{ MPa}$

B_r : section réduite du poteau pour éliminer tout défaut de coffrage.

$$B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02) \text{ m}^2$$

$$B_r = (0.3 - 0.02) \times (0.4 - 0.02) = 0.1064 \text{ m}^2$$

γ_b : coefficient de sécurité de béton : $\gamma_b = 1.5$.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers : $\gamma_s = 1.15$.

α : coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec : $B = 0.12 \text{ m}^2$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

La vérification de flambement est présente sur le tableau suivant :

Tableau II .10. Vérification de flambement de poteau.

Niveaux	l_0 (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ	α	B_r (m ²)
RDC et EC	3.20	2.24	0.0016	0.1155	19.393	0.800	0.1064

D'après le BAEL91 [1] on doit vérifier :

$$B_{r\text{calcul}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

$$B_{r\text{calcul}} \geq \frac{1407.48 \times 10^{-3}}{0.800 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)}$$

Donc :

$$B_{r\text{calcul}} = 0.079 \text{ m}^2 \leq B_r = 0.1 \text{ m}^2 \rightarrow \text{CV.}$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

A : La section d'acier comprimé.

$$A = \max (A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}})$$

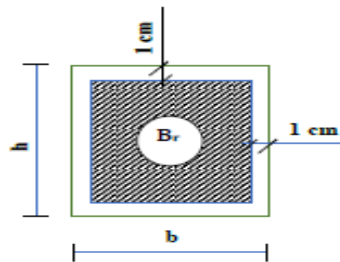


Figure II.16. Section réduite du poteau

Selon BAEL [1] :

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

$$A_{\text{BAEL}} = \max (4 \times (0.3 + 0.4) \times 2; 0.2 \times \frac{30 \times 40}{100})$$

$$A_{\text{BAEL}} = \max (5.6 ; 2.4)$$

$$A_{\text{BAEL}} = 5.6 \text{ cm}^2$$

- Selon RPA2024 :

$$A_{RPA} = 1\%B \dots \dots \dots (\text{Zone V})$$

$$A_{RPA} = 1 \times \frac{30 \times 40}{100} = 12 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max (5.6 \text{ cm}^2 ; 12 \text{ cm}^2)$$

$$A = 12 \text{ cm}^2$$

$$\overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow \overline{N_u} = 0.800 \left[\frac{106400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{120 \times 400}{1.15} \right]$$

$$\overline{N_u} = 1843.42 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_u = 1044.2115 \text{ KN} \leq \overline{N_u} = 1843.42 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

II.4.Conclusion

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

a. Plancher : Plancher à corps creux 16+4 cm	d. Balcon Dalle pleine d'épaisseur de 15 cm
b. Voile : Un voile d'épaisseur de 20cm.	e. Poteau : Poteaux : RDC + étage : (30×40) cm
c. Poutres : Poutre principale : b = 30 cm ; h = 40 cm. Poutre secondaire : b = 30 cm ; h = 35 cm.	f. Escalier : e =...15 cm pour la paillasse. e =...15cm pour le palier de repos

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement. Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement. Dans le présent chapitre nous allons faire l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment.

Nous citons les escaliers, les planchers ; l'acrotère dont l'étude est indépendant de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91 [1], CPA93[4] et RPA2024[2]**.

III.2.Les escaliers**II.2.1.Définition**

Les escaliers constituent la famille la plus employée des circulations verticales. En effet, quel que soit le type de bâtiment, ils sont indispensables soit à titre de circulation principale, comme dans une maison individuelle, soit à titre de circulation de service ou de secours dans un immeuble collectif ou dans un établissement recevant du public.

Plusieurs dispositifs permettent de passer d'un niveau à un autre, en fonction de la dénivellation et de la longueur disponible, c'est-à-dire de l'inclinaison de la pente la plus faible à la plus inclinée.

Pour notre emmarchement on aura :

- **Palier** : $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$.
- **Paillasse** : $G = 9.41 \text{ KN/m}^2$
- **Surcharge** $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Définition des éléments d'un escalier

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- **La hauteur démarché** : est la différent ce du niveau entre deux marche successives(h)
- **La contre marche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successif sou entre 2 contre marches successives (g).
- **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs
- **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.
- **L’emmarchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L’échappée** : est distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier

▪ **Combinaison des charges**

Les escaliers étudient pour une bonde de 1 m.

$$G_{\text{paillasse}} = 9.41 \text{ KN/m}^2 = 9.41 \times 1 \text{ m} = 9.41 \text{ KN/ml (chapitre précédent)}$$

$$G_{\text{palier}} = 5.15 \text{ KN/m}^2 = 5.15 \times 1 \text{ m} = 5.15 \text{ KN/ml (chapitre précédent)}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Tableau III .1. Combinaison des charges

Eléments	ELU	ELS
	$q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ (KN/m)}$	$q_{ser} = G + Q \text{ (KN/m)}$
Palier	10.70	7.65
Paillasse	16.45	11.91

$$\text{La charge équivalente : } q_{eq} = \frac{q_{\text{paillasse}} \times l_{\text{paillasse}} + q_{\text{palier}} \times l_{\text{palier}}}{l_{\text{paillasse}} + l_{\text{palier}}}$$

$$q_{eq} = \frac{16.45 \times 3.15 + 10.70 \times 1.35}{3.15 + 1.35} = 14.72 \text{ KN.}$$

$$q_{ser} = \frac{11.91 \times 3.15 + 7.65 \times 1.35}{3.15 + 1.35} = 10.63 \text{ KN.}$$

1 / Moment isostatique :

$$M_{u0} = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{14.72 \times 4.5^2}{8} = 37.26 \text{ kn.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{10.36 \times 4.5^2}{8} = 26.22 \text{ kn.m}$$

2/ Moment en travée :

$$M_t = 0.75 M_0$$

$$M_{ut} = 0.75 \times 37.26 = 27.945 \text{ kn.m}$$

$$M_{ser} = 0.75 \times 26.22 = 19.665 \text{ kn.m}$$

1. Moment sur appuis :

$$M_a = 0.5 M_0$$

$$M_{ua} = 0.5 \times 37.26 = 18.63 \text{ kn.m}$$

$$M_{ser a} = 0.5 \times 26.22 = 13.11 \text{ kn.m}$$

2. Effort tranchant :

$$T_{eq} = \frac{q_{eq} \times l}{2}$$

$$T_u = \frac{14.72 \times 4.5}{2} = 33.124 \text{ kn}$$

$$T_{ser} = \frac{10.63 \times 4.5}{2} = 23.91 \text{ kn}$$

III.2.2. Calcul du ferrailage « RDC + étage Courant »

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

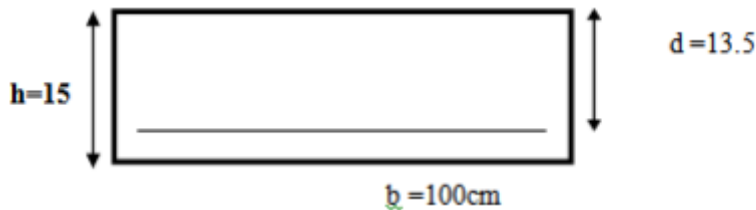


Figure III.1. Section de Calcul Les escaliers

- Epaisseur de la section : $h = 15 \text{ cm}$
- Largeur de la section : $b = 100 \text{ cm}$
- Enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

► ELU :

a) L'armature longitudinale :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} \approx 348 \text{ MPa}, \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, \quad d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires } A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

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

Tableau III.2.Ferraillage longitudinal de l'escalier à L'ELU.

Désignation	Mu (Kn.m)	μ	α	β	Z (cm)	A _u cal (cm ²)
travée	22.99	0.089	0.116	0.953	12.87	5.13
appui	13.52	0.052	0.067	0.97	13.09	2.96

b) Condition de non fragilité : (BAEL 91 [1])

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{u\text{cal}} ; A_{min})$$

Tableau III.3.Ferraillage d'escalier Etage.

Désignation	A _u cal(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)
Travée	5.13	1.63	5.13	5T12=5.65
Appui	2.96	1.63	2.96	4T10=3.14

c) L'espacement :

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \quad , \quad e \leq \min(45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

- Travée :

$$St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \text{ condition vérifié.}$$

- Appuis :

$$St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \text{ condition vérifié.}$$

d- Armatures répartition :

-Travée :

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Appuis :

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

e- L'espacement :

$$S \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (4 \times 15 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

- Travée :

$$St = 25\text{cm} \leq 45 \text{ cm condition vérifié.}$$

- Appuis :

$$St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm condition vérifié.}$$

Vérification de l'effort tranchant :(BAEL91) [1] :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_o \times d} = \frac{33.12 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.245 \text{ MPa.}$$

♦ Fissuration :

$$\overline{\tau_u} = \min (0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5\text{MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0.205 < 3.33 \text{ MPa. Condition vérifié.}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Vérification des contraintes à l'ELS

❖ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\eta = 15A_s = 0A_s = 5.65$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(d - y)A_s - n(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (13.5 - y) \times 5.65 = 0$$

$$y = 4.01 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n(d - y)^2 A_s + n(d - y)A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.01^3 + 15 \times (13.5 - 4.01)^2 \times 5.65 = 9781.96 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{19.66 \times 10^6 \times 40.1}{9781.96 \times 10^4} = 8.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.80 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les résultats trouvés en travée et sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Vérification des contraintes à l'ELS.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
16.59	5.65	4.01	9781.96	6.80	Vérifié

Les résultats trouvés en appuie et sens sont regroupés dans le tableau suivant :

❖ **Sur appuis :**

Tableau III.5 Vérification des contraintes à l'ELS.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
9.76	3.14	3.12	6087.13	5.00	vérifié

• **Vérification de la flèche (BAEL 91 [1] Article B.6.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{4.5} = 0.033 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV} \\ \frac{0.15}{4} = 0.038 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.05 \quad \text{CNV} \\ \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0041 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les conditions suivant ne sont pas vérifiées donc on est ramené à effectuer un calcul de flèche :

✓ **Calcul de la flèche (BAEL 91) [1] :**

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$y = 4.01 \text{ cm} ; M_{ser} = 19.52 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 16.59 \text{ KN.m} ; d = 13.5 \text{ cm} ; L = 3.20 \text{ m} ;$

$h = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \bar{f} = L/500$

$$y = \frac{15 \times \frac{h^2}{2} + 15A_t \times d}{b_0 h + 15A_t}$$

$$y = 1.786 \text{ cm}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 »

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b(h - y_G)^3}{3} + 15A_t(d - y_G)^2 + 15A_s'(y_G - d)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 1.786^3}{3} + \frac{100 \times (15 - 1.786)^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (13.5 - 1.786)^2$$

$$I_0 = 88728.90 \text{ cm}^4$$

• Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0041 \rightarrow \rho = 0.0041$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.0041} = 5.12 \quad \rightarrow \lambda_i = 5.12$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.0041} = 2.04 \quad \rightarrow \lambda_v = 2.04$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \quad \rightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \quad \rightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 255.91 \quad \rightarrow \sigma_s = 255.91 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0041 \times 255.91 + 2.1} \right] = 0.41 \rightarrow \mu = 0.41$$

• Moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 88728.90}{1 + 5.12 \times 0.41} = 31492.57 \rightarrow I_{fi} = 31492.57 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 88728.90}{1 + 2.04 \times 0.41} = 53148.43 \rightarrow I_{fv} = 53148.43 \text{ cm}^4$$

• La flèche

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{19.52 \times 10^6 \times (3.9 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 31492.57 \times 10^4} = 2.93 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{19.52 \times 10^6 \times (3.9 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 53148.43 \times 10^4} = 5.21 \text{ mm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 5.21 - 2.93 \leq \frac{3200}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.28 \leq \bar{f} = 6.7 \text{ mm ...}$$

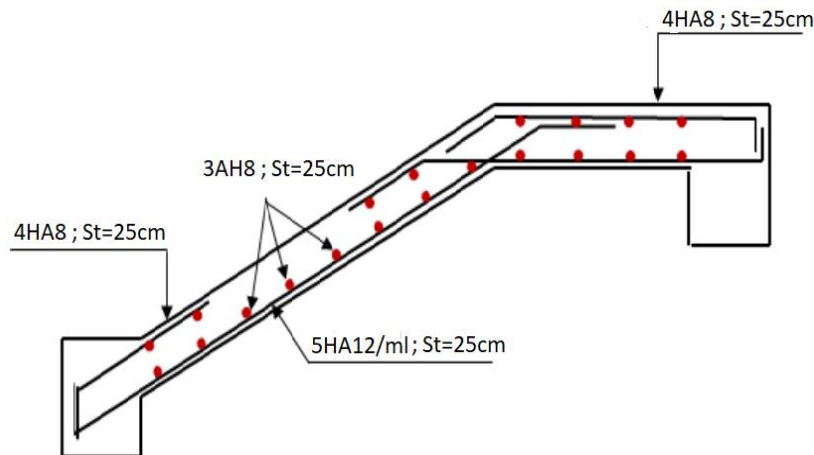


Figure III.2. Section de de ferrailage

III.2.3.Poutre palière

C'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et Soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre et à l'action du palier.



Figure III. 3.La poutre de palière.

1. Dimensionnement

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques donnée par le CBA 93 et vérifié en considérant le RPA 2024.

Selon le CBA 93

- La hauteur « H » de la poutre palier doit être :

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

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10}$$

$$22.6 \leq h \leq 34 \text{ On prend : } h = 35 \text{ cm}$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h [3]$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ On prend : } b = 30$$

- ❖ Selon le RPA2024 [2] :

$$h \geq 30 ; \quad b \geq 20 ; \quad \frac{h}{b} < 4 [4]$$

$$h \geq 30 : h = 35 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$b \geq 20 : b = 30 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\frac{h}{b} < 4 : \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Donc : on choisit une section de la poutre palière $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

2. Evaluation des charges

- Le poids propre de la poutre palière :

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre du mur : } P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times H_{\text{mur}} = 2.44 \times \left(\frac{3.06}{2} - 0.40 \right) = 2.75 \text{ KN/m}$$

$$\text{L'effort tranchant à l'appui : } \begin{cases} \text{A l'ELU : } T_U = 33.12 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS : } T_S = 23.91 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

3. Combinaison de charges et surcharges

$$\begin{cases} \text{A l'ELU : } q_u = 1.35G = 1.35(g_0 + P_{\text{mur}}) + T_U = 1.35 \times (2.625 + 2.75) + 33.12 \\ \quad q_u = 40.37 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS : } q_s = G + T_S = (g_0 + P_{\text{mur}}) + T_S = (2.625 + 2.75) + 23.91 \\ \quad q_s = 29.28 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Calcul des moments et l'effort tranchants

✓ ELU

$$q_u = 40.37 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée : } M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = 19.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 19.44 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appui : } M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{12} = 38.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 38.88 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{38.88 \times 3.40}{2} = 66.09 \text{ KN}$$

✓ ELS

$$q_s = 29.28 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Travée : } M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{24} = 14.107 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts} = 14.10 \text{ KN/m}$$

$$\text{Appui : } M_{as} = \frac{q_s \times l^2}{12} = 28.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 28.20 \text{ KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29.28 \times 3.40}{2} = 49.77 \text{ KN}$$

4. Ferrailage de la poutre palière

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ d = 0.9 h = 31.5 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ En travée

$$M_{tu} = 19.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 \mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 \mu_{bu}} = \frac{19.44 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.16} = 0.013$$

$$\mu_{bu} = 0.011 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.011 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.016$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 315(1 - 0.4 \times 0.016) = 312.98 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19.44 \times 10^6}{312.98 \times \frac{400}{1.15}} = 178.57 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 1.78 \text{ m}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \max(A_{\text{cal}} = 1.78 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$

On adopte : 3HA12 soit $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ Sur appuis

$$M_{au} = 38.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2\mu_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{38.88 \times 10^6}{1000 \times 315^2 \times 14.16} = 0.027$$

$$\mu_{bu} = 0.022 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.022 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow Z = 315(1 - 0.4 \times 0.034) = 310.71 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{38.88 \times 10^6}{310.71 \times \frac{400}{1.15}} = 359.75 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 3.59 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \max(A_{\text{cal}} = 3.59; A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2)$

On adopte : 3HA12 soit $A_s = 3.59$

Tableau III.6. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Travée	19.44	30	31.5	0.013	0.016	312.98	1.72	1.14	3HA12=3.39
Appuis	38.88	30	31.5	0.027	0.034	310.71	3.59	1.14	3HA12=3.39

❖ Vérifications

- Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » à la flexion simple :

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

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

$$\tau_u = \frac{66.09 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.699 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.699 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \bar{\tau}_u = \min(3.33\text{MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.699 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ vérifie.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Espacement

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \leq 33 \text{ cm} \dots \text{Vérifié}$$

- Armatures transversales

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 \times (0.615 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.021 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.45; 0.021) = 0.45 \text{ cm}^2$$

• Vérification des contraintes à l'ELS

❖ En travée

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

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

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

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

❖ En travée

$$M_{ts} = 14.10 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre

$$\eta = 15A_s = 0A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2}b y^2 + \eta(d - y)A_s - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$15y^2 + 50.85 y - 1601.78 = 0$$

$$y = 8.78 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(d - y)A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 8.78^3 + 15 \times (31.5 - 8.78)^2 \times 3.39 = 33017.05 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{14.10 \times 10^6 \times 87.80}{33017.05 \times 10^4} = 3.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifie}$$

❖ Sur appuis

$$M_{as} = 28.20 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre

$$\eta = 15A_s = 0A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2}b y^2 + \eta(d - y)A_s - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (31.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$15y^2 + 50.85 y - 1601.78 = 0$$

$$y = 8.78 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(d - y)A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times 8.78^3 + 15 \times (31.5 - 8.78)^2 \times 3.39 = 33017.05 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{28.20 \times 10^6 \times 87.80}{33017.05 \times 10^4} = 7.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.16 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifié.}$$

Tableau III.7 Vérification à l'ELS de la poutre palière.

Sections	M(KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	14.10	3.39	8.78	33017.05	3.7	vérifié
Appui	28.20	3.39	8.78	33017.05	7.49	vérifié

- Vérification de la flèche (BAEL 91(article B.6.5.1))

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.35}{3.40} = 0.102 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.35}{3.40} = 0.102 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.051 \quad \text{CV} \\ \frac{3.39}{30 \times 31.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de la flèche de la poutre palière.

✓ **Calcul la poutre palière à la torsion**

❖ **Armatures longitudinales**

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle (b × h) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi (e = Ø/6) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tor} = \frac{M_a \times l}{2} \quad ; \quad M_a = 0.3 M_0$$

M_a : moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière.

$$\Rightarrow M_a = 0.3 \times 37.26 = 11.17 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tor} = \frac{11.17 \times 3.40}{2} = 18.98 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que $\Omega = (b - e) \times (h - e)$

e : Épaisseur de la paroi avec $e = \phi/6$

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

$$\phi = \min(30, 35) \rightarrow \phi = 30 \text{ cm}$$

$$e = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 750 \text{ cm}^2$$

U: Périmètre de la section de la poutre palière :

$$U = 2 [(b - e) + (h - e)] \rightarrow U = 110 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{18.98 \times 10^6 \times 1100 \times 1.15}{2 \times 75000 \times 400} = 400.161 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 4.00 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{18.98 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 47.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 0.47 \text{ cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement à la torsion

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{18.98 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 2.53 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{\text{tor}} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(\tau^{\text{flexion}})^2 + (\tau^{\text{torsion}})^2}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(0.699)^2 + (2.53)^2} = 2.62 \text{ Mpa}$$

- Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33\text{MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{vérifie.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Ferrailage globale

➤ En travée

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 1.42 + \frac{2.81}{2} = 2.82\text{cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ Sur appuis

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 2.94 + \frac{2.81}{2} = 4.34\text{cm}^2$$

On adopte : $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62\text{cm}^2$

- Armature transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}}$$

- Flexion

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15(0.616 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$\rightarrow A_t \geq 0.020 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.45; 0.020) = 0.45\text{cm}^2$$

- Torsion

$$A_t = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.075 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.38 \times 10^6 \times 150}{2 \times 75000 \times 400} = 33.45 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.33\text{cm}^2$$

Donc : $A_t = 0.45 + 0.33 = 0.78 \text{ cm}^2$

Soit un cadre et un étrier : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_{tor} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{tor} > \left(58.12 + \frac{15.98 \times 10^6}{0.9 \times 315} \right) \times \frac{1.15}{400} = 220.17 \text{ mm}^2 = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{tor} = 2.81 \text{ cm}^2 > 2.20 \text{ cm}^2$$

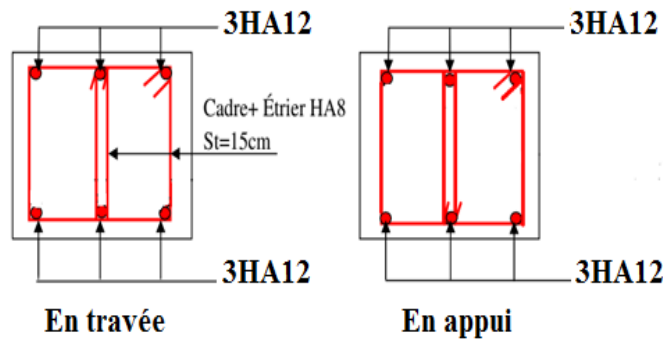


Figure III.4. Schéma de ferrailage de poutre palière

III.3. Les planchers

III.3.1 Définition

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilite et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Les planchers de notre structure sont en corps creux ils sont composés de :

- Poutrelles ;
- Hourdis ;
- Dalle de compression de 4 cm.

- La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

III.3.2 Evaluation des charges appliquées a chaque nervure

III.3.2.1 Plancher terrasse (terrasse inaccessible)

$$G_{\text{terrasse}} = 5.45 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = G_{\text{terrasse}} \times b = 3.7 \times 0.65 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = Q_{\text{terrasse}} \times b = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

III.3.2.2 Plancher étage courant

$$G_{\text{étage courant}} = 5.8 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = G_{\text{étage courant}} \times b = 5.8 \times 0.65 = 3.77 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = Q_{\text{étage courant}} \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

a) Les combinaisons d'action

$$\begin{cases} \text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } P_s = G + Q \end{cases}$$

Tableau III.7. Les combinaisons d'action.

Désignation	Terrasse inaccessible	étage courant
ELU	6.49 (KN/m)	10.08 (KN/m)
ELS	4.7 (KN/m)	7.3 (KN/m)

❖ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

❖ Différents types de poutrelles

Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

Plancher terrasse inaccessible : on a un type de poutrelles

Plancher étage courant : on a deux types de poutrelles :

III.3.3. Choix de méthode de calcul

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode de forfaitaire applicable pour les planchers a surcharge modérée qui vérifient certaines Conditions complémentaires.
- Méthode de Caquot minorée applicable aux planchers a surcharge modérée mais qui ne vérifient pas les conditions complémentaires de la méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot proprement dit applicable aux planchers a surcharge modérée.

Vu que les poutrelles obtenues vérifient toutes les conditions de la méthode de forfaitaire, nous n'exposerons dans ce qui suit que la méthode utilisée dans nos calculs (Méthode forfaitaire).

III.3.4 Méthode forfaitaire (BAEL [1] Annexe E1)

a) Conditions d'application

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

- Plancher à surcharge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- Les moments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. (**I = constant**)
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- La fissuration peu nuisible.

b) Principe de la méthode

- **M₀** : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ;
- **M_g et M_d** : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée ;
- **M_t** : Le moment maximal en travée dans la travée considérée ;
- **α** : Degré de surcharge du plancher (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation) : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

❖ Moment en Travées

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes :

1. Dans le cas général $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3\alpha)M_0. \\ 1.05M_0. \end{array} \right.$
2. $\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le cas d'une travée de rive } M_t > \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0. \\ \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire } M_t > \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0. \end{array} \right.$

❖ **Moment en appuis**

Les appuis de rive : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : **(- 0,15M₀)**.

Les appuis intermédiaires :

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de **(-0.6M₀)**.

(- 0.5M₀) Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

(- 0,4M₀) Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M₀ : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

❖ **Les efforts tranchants**

Pour calculer l'effort tranchant par la méthode forfaitaire, nous supposons que sur tous les appuis l'effort tranchant hyperstatique 'V' est égale à l'effort tranchant isostatique 'V₀' sauf sur les appuis voisin de rive où l'effort tranchant isostatique doit être majoré comme suit :

- 15% → s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10% → s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

On note que : $V_0 = \frac{q_u \times l_i}{2}$

Avec :

V₀ : effort tranchant isostatique.

q_u : la charge sur les poutrelles.

l_i : la longueur de la travée considérée.

c) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

1) Plancher à surcharge modérée : **Q ≤ max (2G; 5KN/m²)**

✓ Plancher terrasse inaccessible : **G = 3.7KN/m²**

$$Q = \max (2 \times 3.7; 5KN/m^2) = \max (7.4; 5KN/m^2)$$

$$Q = 1KN/m^2 \times 7.4KN/m^2 : \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Plancher étage courant : **G = 5.8 KN/m²**

$$Q = \max (2 \times 5.8; 5KN/m^2) = \max (11.6; 5KN/m^2)$$

$$Q = 1.5KN/m^2 < 11.6 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Les moments d'inerties elles sont constantes.

3) Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{3.10}{3.70} = 0.837 \leq 1.25 \dots \text{cv}$$

Donc dans ce plant il y a 5 travée



Figure III.5. Les travées

a) ELU

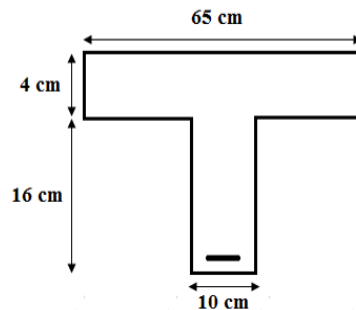


Figure III.6. Coupe d'une poutrelle

❖ Armature longitudinale

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 10 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm},$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si : $M_{tab} < M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en T.

Si : $M_{tab} > M_t^{max}$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \cdot h)$.

➤ **En travée**

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 14.16 = 58905.6 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 5480.91 \text{ N.m} < M_0 = 58905.6 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5480910}{650 \times 180^2 \times 14.16} = 0.0183$$

$$\mu = 0.0183 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 178.34 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5480910}{178.34 \times 348} = 88.31 \text{ mm}^2 = 0.88 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_u = 0.88 \text{ cm}^2$.

➤ **En appui**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Tableau III.8. Les résultats de ferrailage des poutrelles

$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	$Z \text{ (mm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
5282.80	0.115	0.392	0.153	168.98	0.89

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91[1] A.5.1.1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} = \frac{11571.87}{180 \times 100} = 0.64 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91[1] A.5.1.211)

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64\text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$\text{Donc : } F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ avec } Z = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9 \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

On a : $A_s > 0.9 \times 0.18 \times 11571.87 = 1874.64$ donc les efforts T_u sont négligeables.

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui**

La bielle d'about a une largeur à qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la bielle de béton (BAEL91 [1] A.5.1.313)**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut (théorème de

Pythagore) : $\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2}T_u$; la section = $b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \rightarrow a \geq \frac{3.75T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 11571.87}{100 \times 25} = 1.73\text{cm} < 16.2 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

➤ **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui (BAEL91 [1] A.5.1.312)**

L'équilibre de la bielle est satisfait si : $\Sigma M/B = 0$ donc :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \times 11571.87 = 0.33\text{cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0)) h_0} = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2(10 + (65 - 10)) 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0)h_0]V^2$$

$$I_{Gz} = 10 \times \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10)4]10.62^2 = 1899.59 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)V} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{1899.59 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right)106.2} \times \frac{2.1}{400} = 5.63 \text{ mm}^2 = 0.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ **En travée**

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui**

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_p \geq 1.30 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max(A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p)$

Tableau III.9. Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_p (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	0.88	0.05	1.30	1.30	2HA10 = 1.57
Appui	0.89	0.05	0.2	0.89	2HA10 = 1.57

b) ELS

➤ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur de « y »**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

avec : $n = 15$ si $(A'_s = 0)$ et $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$.

➤ En travée $b = 65 \text{ cm}$

$$\frac{65}{2}y^2 - 15 \times 1.57(18 - y) = 0 \rightarrow 32.5y^2 + 23.55y - 423.90 = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 235.92$$

$$y = 3.26 \text{ cm}$$

➤ En appuis $b = 10 \text{ cm}$

$$\frac{10}{2}y^2 - 15 \times 1.57(18 - y) = 0 \rightarrow 5y^2 + 23.55y - 423.90 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 95.04$$

$$y = 7.14 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(d - c').$$

➤ En travée $b = 65 \text{ cm}$

$$I = \frac{65 \times 3.26^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 3.26)^2$$

$$I = 5867.31 \text{ cm}^4.$$

➤ En appuis $b = 10 \text{ cm}$

$$I = \frac{10 \times 7.14^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 7.14)^2$$

$$I = 3990.79 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \begin{cases} \text{En travée: } \sigma_{bc} = 2.21 \text{ MPa} \\ \text{En appuis: } \sigma_{bc} = 6.88 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser} \text{ (N.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	3993.91	1.57	3.26	5867.31	2.21	CV
Appuis	3849.56	1.57	7.14	3990.79	6.88	CV

➤ **Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **(BAEL91modifié 99)** :

Avec : $h = 20 \text{ cm}$ et $l = 3.20 \text{ m}$. $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0625 = 0.0625 \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow 0.0625 > 0.040 \dots CV \\ \frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} > \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0013 < 0.0105 \dots C.N.V \end{cases}$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

D'après le (**BAEL 91**) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est :

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si : } L < 5 \text{ m} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si : } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{\delta_i}} \dots \text{ Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{\delta_v}} \dots \text{ Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 1.57 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2$$

$$I_0 = 44840.53 \text{ cm}^4.$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \rightarrow \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4\lambda_i \rightarrow \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.0013$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 18 - \frac{9.84}{3} = 14.72 \text{ cm}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 1.57 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 1.57} \rightarrow y = 9.84 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{3993.91}{1.57 \times 14.72} = 172.81 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 172.81 + 2.1} = 0.22$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0013 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 32.81 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0013 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 13.12 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{44840.53}{1 + 32.81 \times 0.22} = 5456.24 \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1 + 13.12 \times 0.22} = 12691.58 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa} \\ E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{3993.91 \times 3.20^2 \times 10^5}{10 \times 32164,195 \times 5456.24} = 2.33 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{3993.91 \times 3.20^2 \times 10^5}{10 \times 10818,865 \times 12691.58} = 2.97 \text{ mm} \end{cases}$$

Alors : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$

$$\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i = 0.64 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3200}{500} = 6.4 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III.3.5 Les poutrelles dans l'étage courant

Tableau III.11. Sollicitation des poutrelles à l'étage courant.

	M₀ max	M_t max	M_a max	T max
ELU	9080.31	5761.45	5448.18	11934.12
ELS	6569.06	4168.06	3941.43	8633.62

a. ELU

➤ **En travée**

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) \times 14.16 = 58905.6 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 5761.45 \text{ N.m} < M_0 = 58905.6 \text{ N.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5761450}{650 \times 180^2 \times 14.16} = 0.019$$

$$\mu = 0.019 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.019 \rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 178.34 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_u = \frac{M_t}{Z \cdot \delta_s} = \frac{5761450}{178.34 \times 348} = 92.83 \text{ mm}^2 = 0.92 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_u = 0.92 \text{ cm}^2$.

Les résultats de ferrailage des poutrelles :

Tableau III.12. Les résultats de ferrailage des poutrelles.

$M_t \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	$Z \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
5761.45	0.019	0.392	0.023	178.34	0.92

➤ **En appui**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Tableau III.13. Les résultats de ferrailage des poutrelles.

$M_a \text{ (N.m)}$	μ	μ_l	α	$Z \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
5448.18	0.118	0.392	0.15	169.20	0.92

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 A.5.1.1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} = \frac{11934.12}{180 \times 100} = 0.663 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des aciers longitudinaux en partie basse de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

Donc : $F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z}$ avec $Z = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{Z} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9 \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

On a : $A_s > 0.9 \times 0.18 \times 11934.12 = 1933.32 \text{ N.m}$

Donc les efforts T_u es négligeables.

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about a une largeur à qui vérifie $a \leq 0.9d \rightarrow a \leq 16.2 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL91 [1]A.5.1, 313)**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut (théorème de Pythagore) : $\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2}T_u$; la section = $b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \rightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 11934.12}{100 \times 25} = 1.79 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

➤ **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui (BAEL91[1] A.5.1.312)**

L'équilibre de la bielle est satisfait si : $\Sigma M/B = 0$ donc :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \times 11934.12 = 0.34 \text{ cm}^2 \dots CV$$

➤ Condition de non fragilité (BAEL 91[1] A.4.2.1)

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2(b_0 + (b - b_0)) h_0} = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2(10 + (65 - 10)) 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] V^2$$

$$I_{Gz} = 10 \times \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] 10.62^2 = 1899.59 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) V} \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{1899.59 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400} = 5.63 \text{ mm}^2 = 0.056 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ En travée

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$$

✓ En appui

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_p \geq 1.30 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max(A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p)$

Tableau III.14. Tableau récapitulatif des résultats.

Désignation	$A_{\text{calculé}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_p (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	0.92	0.056	1.30	1.30	2HA10 = 1.57
Appui	0.92	0.056	0.2	0.92	2HA10 = 1.57

b. ELS

➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

avec : $n = 15$ si $(A'_s = 0)$ et $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$.

➤ En travée $b = 65 \text{ cm}$

$$\frac{65}{2}y^2 - 15 \times 1.57(18 - y) = 0 \rightarrow 32.5y^2 + 23.55y - 423.90 = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 235.92$$

$$y = 3.26 \text{ cm}$$

➤ En appui $b = 10 \text{ cm}$

$$\frac{10}{2}y^2 - 15 \times 1.57(18 - y) = 0 \rightarrow 5y^2 + 23.55y - 423.90 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 95.04$$

$$y = 7.14 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(d - c').$$

➤ En travée $b = 65 \text{ cm}$

$$I = \frac{65 \times 3.26^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 3.26)^2$$

$$I = 5867.31 \text{ cm}^4.$$

➤ En appui $b = 10 \text{ cm}$

$$I = \frac{10 \times 7.14^3}{3} + 15 \times 1.57(18 - 7.14)^2$$

$$I = 3990.79 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \begin{cases} \text{En travée: } \sigma_{bc} = 2.31 \text{ MPa} \\ \text{En appui: } \sigma_{bc} = 7.05 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser} \text{ (N. m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	4168.06	1.57	3.26	5867.31	2.31	CV

Appuis	3941.43	1.57	7.14	3990.79	7.05	CV
--------	---------	------	------	---------	------	----

➤ **Vérification de la flèche (BAEL91 [1] B.6.5.1)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (BAEL91modifié 99) [1] :

Avec : $h = 20 \text{ cm}$ et $l = 3.20 \text{ m}$. $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0625 = 0.0625 \dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow 0.0625 > 0.040 \dots CV \\ \frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} > \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0013 < 0.0105 \dots C.N.V \end{array} \right.$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

D'après le (BAEL 91[1]) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si : } L < 5 \text{ m} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si : } L > 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{\delta_i}} \dots \text{ Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{\delta_v}} \dots \text{ Flèche due aux charges différées.} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 1.57 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2$$

$$I_0 = 44840.53 \text{ cm}^4.$$

Moment d'inertie fictif :

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

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} & \rightarrow \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0.4\lambda_i & \rightarrow \text{Pour la déformation différée.} \end{cases}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.0013$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 18 - \frac{9.84}{3} = 14.72 \text{ cm}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 1.57 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 1.57} \rightarrow y = 9.84 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{4168.06}{1.57 \times 14.72} = 180.35 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0013 \times 180.35 + 2.1} = 0.20$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0013 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 32.81 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0013 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65}\right)} = 13.12 \end{cases}$$

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{44840.53}{1 + 32.81 \times 0.20} = 5929.71 \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times 44840.53}{1 + 13.12 \times 0.20} = 13610.53 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa} \\ E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{4168.06 \times 3.20^2 \times 10^5}{10 \times 32164,195 \times 5929.71} = 2.23 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{4168.06 \times 3.20^2 \times 10^5}{10 \times 10818,865 \times 13610.53} = 2.89 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i = 0.66 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3200}{500} = 6.4 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

➤ **Ferraillage transversal (BAEL91 [1] A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_{\text{limin}}; \frac{b_0}{10} \right] \rightarrow \phi_t < 0.57 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On adapte : $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement S_t (BAEL91 [1] A.5.1, 22)**

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16.2; 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_{t1} \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} = 101 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_{t2} \leq 101 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 1.01 \times 400}{10 \times |(0.6 - 0.3 \times 2.1)|} = 1077.33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_{t3} \leq 1077.33 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(16.2; 101; 1077.33)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.6.Ferraillage de la dalle de compression (bael91 [1] b.6.8, 423)

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage auquel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

D'après (BAEL B.6.8, 423) les sections des armatures sont calculées comme suit :

$$1 - \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} & \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} = \frac{4.L}{f_e} & \text{si } 50 \text{ cm} < L \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$2 - A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

L : distance entre l'axe des poutrelles (L = 65 cm).

$A_{\perp}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$A_{//}$: Diamètre parallèle aux poutrelles.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

On a : L = 65 cm

$$a- A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte 5T6 = 1.41 cm².

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{\perp}}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 → A = 1.41 cm² et $S_t = 15 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

$$b- A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A_{//} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : 5Ø6 = 1.41 cm².

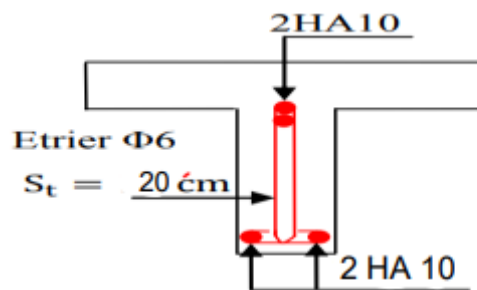


Figure III.7. Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).

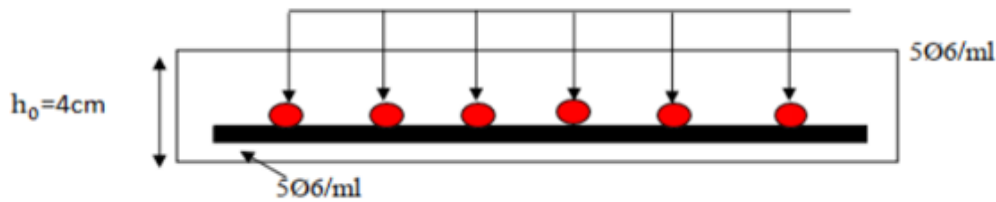


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.4. Les balcons

Le balcon est assimilé à une encastree au niveau de la poutre du plancher .Il est réalisé en dalle pleine, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple. Le balcon est soumis à une charge permanents G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre p (poids propre de garde –corps), et une charge d'exploitation Q.

Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrees.

$$L_x = 0.95 \text{ m}$$

$$L_y = 2.9 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0.95}{2.9}$$

$$\rho = 0.32 < 0.4 \text{ La dalle travaille dans selon « } l_x \text{ »}.$$

Evaluation des charges

$$G = 5.53 \text{ KN/m}^2$$

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

Pour 1ml :

$$G = 5.53 * 1 = 5.39 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 3.5 * 1 = 3.5 \text{ kn /ml}$$

$$P = 1 \text{ kn}$$

Le calcul peut se fait pour une bande de 1m.

III.4.1.Sollicitations

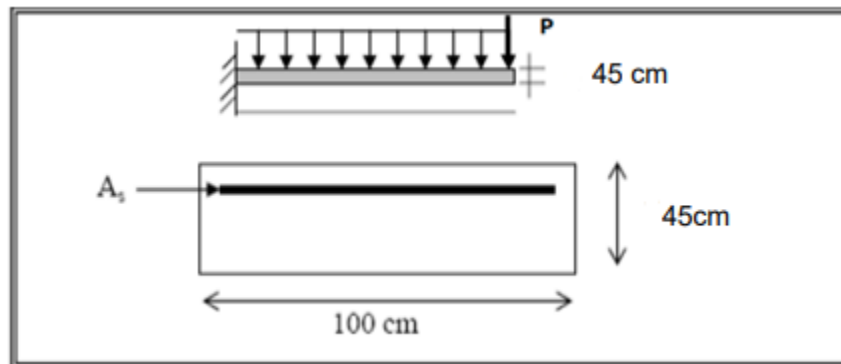


Figure III.9. Schéma statique

- Charge permanente : $G = 5.39 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

A /E.L.U :

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1$$

$$Q_u = (1.35 \times 5.53 + 1.5 \times 3.5) \times 1$$

$$Q_u = 12.71 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times P$$

$$P_u = 1.35 \text{ KN}$$

B/ E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 1$$

$$q_s = (5.53 + 3.5) \times 1$$

$$q_s = 9.03 \text{ KN}$$

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

III.4.2.Calcul des sollicitations

A /E.L.U :

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

$$M_u = \frac{12.7 \times 0.95^2}{2} + 1.35 \times 0.95 = 7.01 \text{ kn.m}$$

$$V_u = q_u L + P_u$$

$$V_u = 12.71 \times 0.95 + 1.35 = 13.42 \text{ kn}$$

B/ E.L.S :

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

$$M_s = \frac{9.03 \times 0.95^2}{2} + 1 \times 0.95 = 0.99 \text{ kn.m}$$

$$V_s = q_s \times L + P_s$$

$$V_s = 9.03 \times 0.95 + 1 = 9.57 \text{ kn}$$

III.4.3. Calcul du ferraillage

b=100cm; h=15cm; d=0.9×h=13.5cm; Fe=400MPa; f_{c28}=25MPa;

f_{t28}=2,1MPa; σ_s=348MPa. f_{bu}= 14.16MPa

Le ferraillage à ELU :

Moment ultime réduite :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{7.01 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.027$$

μ_{bu}= 0.007 < μ_l= 0.392 ⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires A' = 0.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.03$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.996$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8.12 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.87 \times 10^3}{8.12 \times 348} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Tableau III16. Récapitulatif des résultats

Désignation	Mu (Kn.m)	μ	α	β	Z (cm)	A _u cal (cm ²)
travée	1.87	0.007	0.008	0.996	8.12	0.66

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91 [1] A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) \rightarrow A_s = \max(1.63, 0.66)$$

$$\text{Donc } A_s = 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

► Espacement « e » :

$$e \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq \text{Min}(45; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : e=25cm.

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

► Espacement « e » :

$$e \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq \text{Min}(45 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

$$e=25\text{cm}.$$

► Vérification de l'effort tranchant ((91 [1] A.5.1.1) :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{13.42 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.099 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\overline{\tau_u} = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}) \rightarrow \overline{\tau_u} = \min(2.5 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.052 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

♦ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A's - nAst(d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA's(d - y)^2 + nAst(d - y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie ; n = 15

Tableau III.17. Récapitulatif des résultats.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
1.35	2.01	2.56	4167.70	0.82	CV

► Vérification des contraintes dans les aciers à l'ELS

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

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

$$\eta = 1.6 ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266.6 ; 201.63).$$

On doit recalculer la section des aciers (AS) en ELS :

Tableau III.18. Récapitulatif des résultats.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	$\sigma_{st}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{st} (\text{MPa})$	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
1.35	2.01	4167.70	53.15	201.63	CV

► **Vérification de la flèche (BAEL91[1]B.6.5.1)**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{0.95} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.15}{0.95} = 0.15 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.1 \quad \text{CV} \\ \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.001 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc : les trois conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

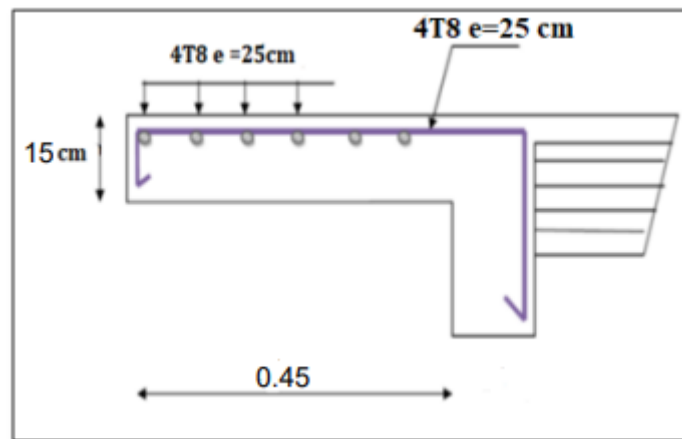


Figure III. 10. Schéma de Ferrailage

III.5. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA93 et le RPA2024.

Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV :

Etude dynamique

IV.1.Introduction

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une perte d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol, plus ou moins amplifiés dans la structure, excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Par conséquent, il est nécessaire d'étudier et de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage faisant l'objet de notre projet de fin d'étude.

IV.2. L'objectif de l'étude sismique

L'objectif initial de l'étude dynamique est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure durant la vibration libre non amortie (VLNA). Ce qui présente une tâche souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème. La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres est une tâche extrêmement complexe. L'utilisation d'un logiciel par éléments finis comme ROBOT, SAP2000 ou ETABS aboutit à une meilleure manière pour définir les caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

Selon **RPA2024 [2]** le calcul de la force sismique peut être mené suivant ces trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente [2]

- **Principe de la méthode**

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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

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

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

- **Modélisation**

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée, à partir de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale

- **Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de

calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

- **Conditions d'application de la méthode modale spectrale**

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

- **Modélisation**

La modélisation doit considérer divers aspects :

- a) Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides, l'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté, dans chacune des deux directions de calcul, par un modèle plan, encastres à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL (Degré De Liberté) en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastres à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non, comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastres à la base et modélisant, de manière adéquate, les masses et les rigidités.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte, par toute méthode scientifiquement prouvée, toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment, à utiliser, doit représenter, au mieux, les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (exemple : contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs est calculée en considérant les sections non fissurées.

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [2]

- **Principe de la méthode**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats.

- **Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**

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

IV.3.4. Choix de la méthode de calcul

- ❖ **Méthode D'analyse Modale Spectrale**

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **Zone 0** : Très faible.
- **Zone I** : Faible.
- **Zone IIa et IIb** : Faible a moyenne.
- **Zone III** : Moyenne.
- **Zone IV** : Moyenne a élevée.
- **Zone V & VI** : Elevée.

Dans notre cas, Mila se situe dans une zone de sismicité élevée (zone V)

- ❖ **Classification de l'ouvrage**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et sociale.

- **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 ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2).

Le calcul de la force sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA2024 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente.

IV.4. Modélisation de la structure

IV.4.1. Introduction

Robot structural analyses professionnelle 2014 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de modéliser et calculer des structures (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.) et réaliser les vérifications nécessaires ainsi que de dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Il permet, en outre, la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "Rpa2024" [2] et les Règles C.B.A/93 [3].

➤ Définition de la structure

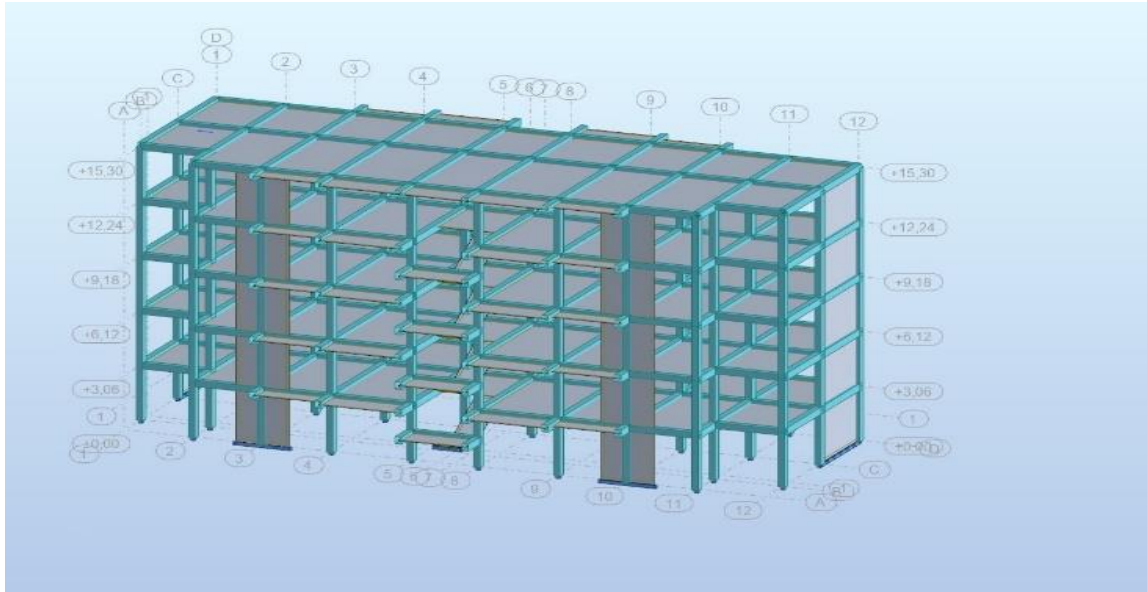


Figure IV. 1 : Vue globale de la structure.

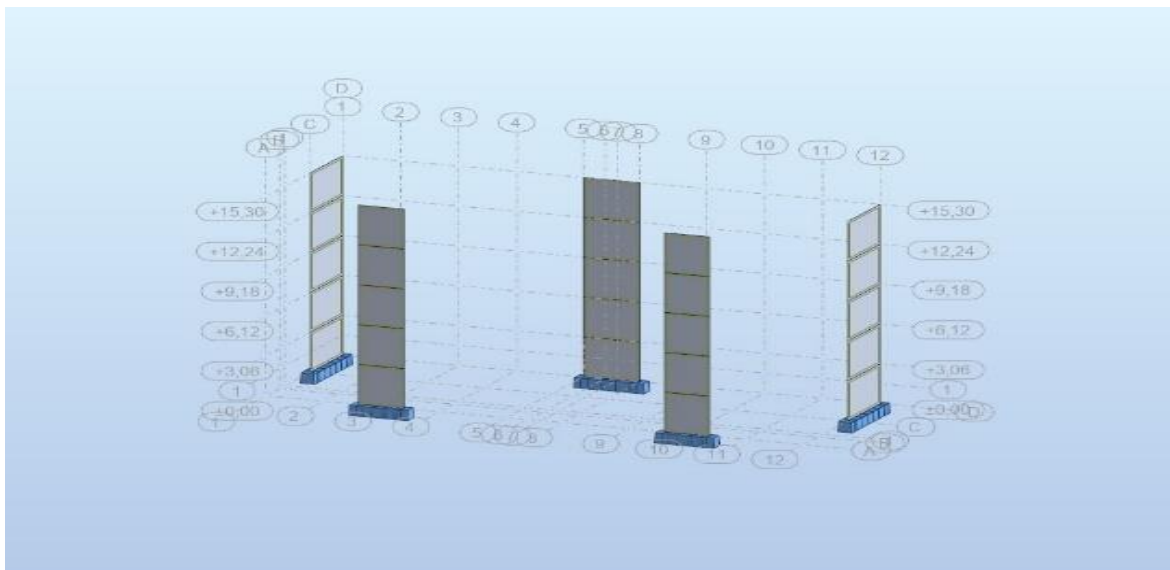


Figure IV. 2 : Disposition des voiles dans le bâtiment.

IV.4.2 Calcul de la force sismique totale selon RPA 2024

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

Avec :

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

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

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux.} \\ 1, \text{ autrement.} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n étant le nombre de niveaux}$$

Où :

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure.

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau IV. 1 : Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i .

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2
2	Bâtiments recevant du public temporairement	0.2
2a	Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.3
2b	Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.4
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La valeur de la période fondamentale (T_0) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

Avec :

- $T_{\text{empirique}}$ [unite en s] : période fondamentale
- h_N [unite en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Tableau IV. 2 : Valeurs du coefficient C_T .

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

IV.4.4. Spectre de calcul

L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A. I. S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si : } 0 \leq T < T_1 \\ A. I. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{Si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A. I. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si } T_2 \leq T < T_3 \\ A. I. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{Si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Où :

$\frac{s_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur ;

- R : coefficient de comportement de la structure.

Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature

Système de structure mixte dans lequel le transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant de l'ossature,

à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Tableau IV. 3 : Valeurs du coefficient de comportement, R.

Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton arme	
Système à ossature	5.5 ^(a)
Système a contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
Système a contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
Système de contreventement constitue par des voiles	4.5 ^(b)
Système à ossature a noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
Système fonctionnant en console verticale a masses reparties prédominantes	3 ^(b)
Système en pendule inverse	2 ^(c)
Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

- Q_F : facteur de qualité

$$Q_F = \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Où :

- P_q est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Tableau IV. 4 : Valeurs des Pondérations P_q .

Catégorie	Critère, q	Pq	
		Observe	N/observe
(b)	1.Regularite en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10

A : coefficient d'accélération de référence de zone

Tableau IV. 5 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher pour $T_r=475$ ans.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible a moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

I : Coefficient d'importance.

Tableau IV. 6 : Valeurs des coefficients d'importance.

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
	1.40	1.20	1	0.80

S : coefficient de site.

Tableau IV. 7 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1
(Zones IV,V et VI)

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T₁ (s)	T₂ (s)	T₃ (s)
Site: S₁	1.00	0.10	0.40	2.0
Site: S₂	1.20	0.10	0.50	2.0
Site : S₃	1.30	0.15	0.60	2.0
Site : S₄	1.35	0.15	0.70	2.0

IV.4.5. Vérification du nombre de modes à considérer

D'après le RPA2024 (article 4.3.3-a), Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

- La somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

Les résultats de l'analyse modale de notre projet sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV. 8 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masses Modale UX [%]	Masses Modale UY [%]	Masses Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	2,16	0,46	72,75	0,01	0,0	72,75	0,01	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 2	2,70	0,37	72,76	70,92	0,0	0,02	70,91	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 3	4,15	0,24	72,91	71,34	0,0	0,15	0,43	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 4	8,35	0,12	90,07	71,34	0,0	17,18	0,00	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 5	11,25	0,09	90,07	91,06	0,0	0,00	19,72	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 6	14,78	0,07	90,07	91,07	0,0	0,00	0,01	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 7	15,11	0,07	90,07	91,07	0,0	0,00	0,00	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 8	16,04	0,06	90,07	91,07	0,0	0,00	0,00	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 9	16,79	0,06	90,08	91,07	0,0	0,01	0,00	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 10	17,03	0,06	90,08	91,07	0,0	0,00	0,00	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 11	17,45	0,06	94,11	91,07	0,0	4,03	0,00	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 12	17,80	0,06	95,61	91,07	0,0	1,50	0,00	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 13	18,02	0,06	95,76	91,18	0,0	0,15	0,08	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 14	18,46	0,05	95,76	91,16	0,0	0,00	0,00	0,0	1862599,67	1862599,67
3/ 15	18,50	0,05	95,76	91,18	0,0	0,00	0,00	0,0	1862599,67	1862599,67

Vérification de la période

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe Y c'est période est de 0.51 s.

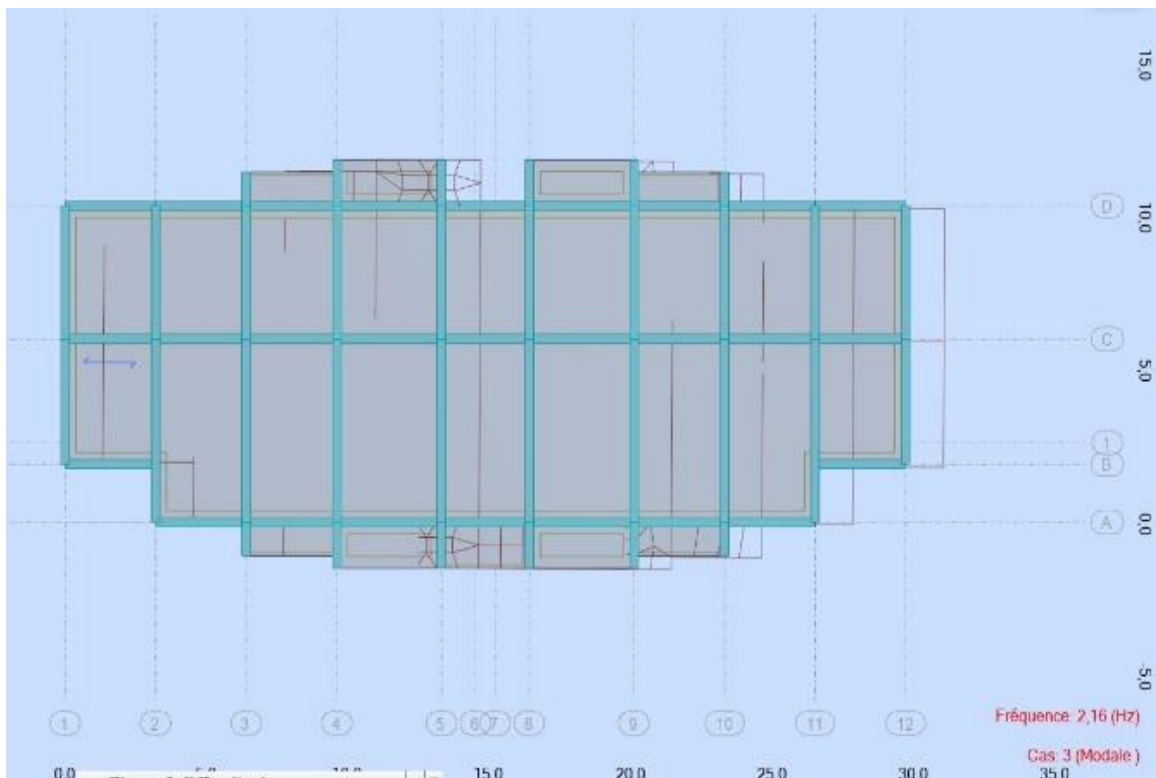


Figure IV. 3 : Translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe X c'est période est de 0.51 s.

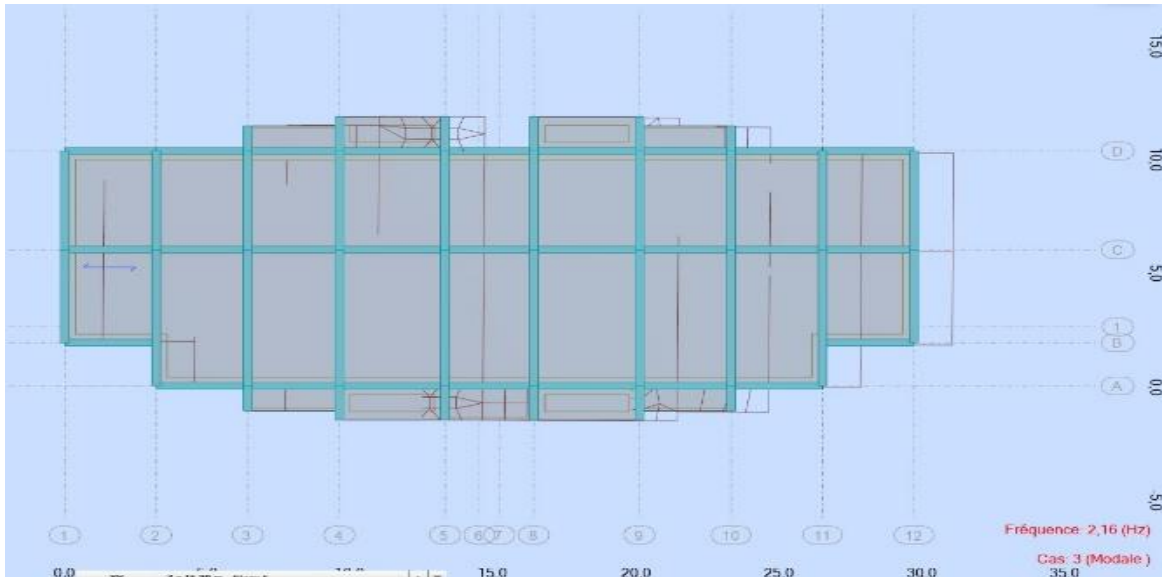


Figure IV.4 : Translation de bâtiment selon l'axe X.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.46 s.

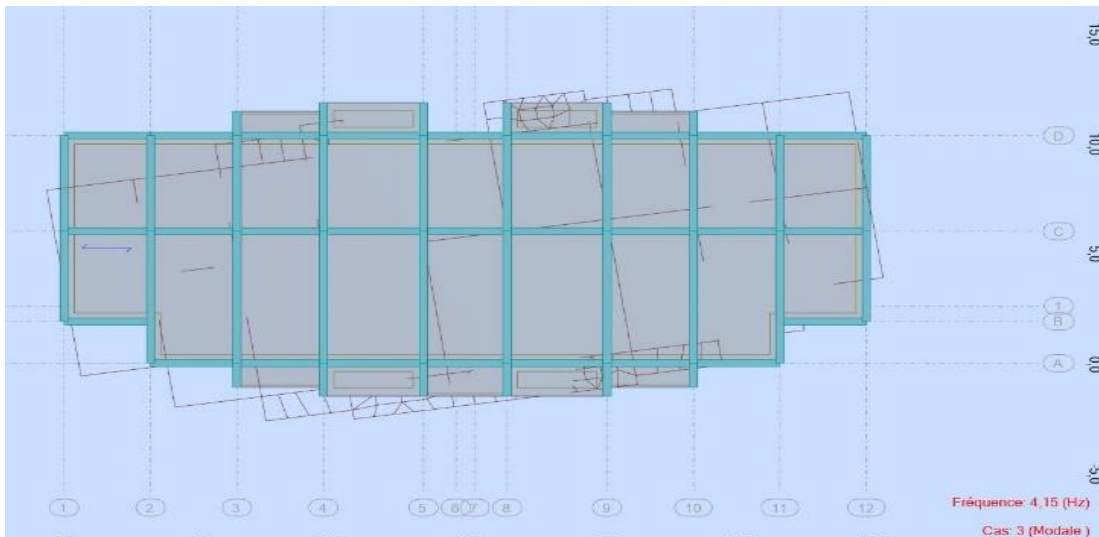


Figure IV. 5 : Rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

IV.4.6 Estimation empirique de la période fondamentale

Dans cette partie il est nécessaire de signaler que l'ensemble des calculs sont réalisés selon les instructions du règlement parasismique algérien. Ainsi, les valeurs rapportées dans les tableaux par

la suite, sont prélevés soit d'après les résultats de logiciel ROBOT ou d'après les calculs manuels réalisés.

$$S_3 \rightarrow T_1 = 0.45 \text{ s} ; \quad T_2 = 0.37 \text{ s} ; \quad T_3 = 0.27 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique (y)}} = 0.51 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} = 0.05 (15.3)^{3/4}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.38 \text{ s}$$

$$T = 1.3 T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.38 = 0.49 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$0.37 < 0.48 < 0.49$$

IV.5.1. Calcul de la force sismique totale

$$\lambda = 0.85 \rightarrow 0.38 \text{ s} < 2 \times 0.49 = 0.98 \text{ s}$$

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

$$W_{Gi} = 15023.14 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = 4271.03 \text{ KN}$$

$$\psi = 0.3$$

$$W_i = 15023.14 + 0.3(4271.03) = 16484.44 \text{ KN}$$

$$T_1 \leq T < T_2 : \frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right]$$

$$A = 0.25$$

$$I = 1$$

$$S = 2$$

$$Q_F = 1.15$$

$$R = 5.5$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.25 \times 1.3 \times 1 \times \left[2.5 \frac{1.15}{5.5} \right] = 0.170$$

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 \times 0.170 \times 15877.34 \rightarrow V = 2294.27 \text{ KN}$$

Tableau IV. 9 : La force sismique V dynamique à la base.

Direction	0.8 V statique (KN)	V dynamique (KN)	Constatation
Sens x	1711.37	2139.22	Condition vérifié
Sens y	1670.74	2088.43	Condition vérifié

➤ **Centre de masse et centre de torsion**

Tableau IV. 10 : Centre de masse et centre de torsion.

Plancher	X _G	Y _G	X _R	Y _R
RDC	14.85	5.35	14.85	5.07
1 ^{er} Etage	14.85	5.33	14.85	4.97
2 ^{eme} Etage	14.85	5.33	14.85	4.97
3 ^{eme} Etage	14.85	5.33	14.85	4.97
4 ^{eme} Etage	14.85	5.33	14.85	4.97

➤ **Calcul d'excentricité**

Tableau IV. 11 : Calcul de l'excentricité.

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
RDC	0.00	0.28	1.5	0.66
1 ^{er} Etage	0.00	0.36	1.5	0.66
2 ^{eme} Etage	0.00	0.36	1.5	0.66
3 ^{eme} Etage	0.00	0.36	1.5	0.66
4 ^{eme} Etage	0.00	0.36	1.5	0.66

IV.5.2 Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme

Tableau IV. 12 : Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme.

Plancher	U _x (cm)	U _y (cm)	V _x (kN)	V _y (KN)
RDC	0.1	0.1	4334	4295
1 ^{er} Etage	0.4	0.2	5986	3679
2 ^{eme} Etage	0.4	0.4	6833	4322
3 ^{eme} Etage	1.0	0.6	6582	4277
4 ^{eme} Etage	1.3	0.8	6398	4818

IV.5.3. Calcul de déplacements

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

$$\delta K = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

Où :

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1", est égal à :

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

Tableau IV. 13 : Vérification de déplacement.

Plancher	U_x (m)	δ_k (m)	Δk (m)	U_y (m)	δ_k (m)	Δk (m)	H/100	Constatation
RDC	0,01	0,01	0,021	0.01	0.01	0,001	0.306	C - V
1 ^{er} Etage	0,04	0.031	0,003	0.02	0.011	0,01	0.306	C - V
2 ^{eme} Etage	0.04	0,034	0,002	0.04	0.021	0,002	0.306	C - V
3 ^{eme} Etage	0,10	0,036	0,002	0.06	0.023	0,02	0.306	C - V
4 ^{eme} Etage	0,15	0,038	0,028	0.08	0.025	0,002	0.306	C - V

IV.5.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble

➤ Vérification au renversement

$\sum F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique avec :

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k

h_k : La hauteur d'étage k

$\sum W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé en compte le poids total de la construction

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation

b_i : Le centre de gravité de la structure

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifie la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{\sum W_k \cdot b_k}{\sum F_k \cdot h_k} > 1.3$$

Sens xx

Tableau IV. 14 : Vérification au renversement sens x.

Plancher	W _k (KN)	B _i (m)	W _k × B _i	F _{ky} (KN)	h _k (m)	F _{ky} × h _k
RDC	15877.4	14.85	235779.39	84.76	03.06	259.36
1 ^{er} Etage	12619.53	14.85	187400.02	141.67	06.12	867.02
2 ^{eme} Etage	95010.84	14.85		1410910.97	181.37	09.18
3 ^{eme} Etage	6384.14	14.85	94804.47	207.24	12.24	2536.61
4 ^{eme} Etage	3269.56	14.85	48552.96	218.14	15.3	3337.54
$\sum W_k \cdot b_i$			1892123.99	$\sum F_k \cdot h_k$		86665.5
M _S	M _R	M _S /M _R	Constata tion			
1892123.99	86665.5	21.83	Condition vérifié			

Sens yy :

Tableau IV. 15 : Vérification au renversement sens y.

Plancher	W _k (KN)	B _i (m)	W _k × B _i	F _{ky} (KN)	h _k (m)	F _{ky} × h _k
RDC	15877.4	5.35	53189.29	84.01	03.06	257.07
1 ^{er} Etage	12619.53	5.33	42023.03	140.27	06.12	858.45
2 ^{eme} Etage	95010.84	5.33	316386.09	178.15	09.18	1635.41
3 ^{eme} Etage	6384.14	5.33	21259.28	202.55	12.24	2479.21
4 ^{eme} Etage	3269.56	33.5	10887.63	212.96	15.3	3258.28
$\sum W_k \cdot b_i$			443745.32	$\sum F_k \cdot h_k$		8488.42

M_S	M_R	M_S/M_R	Constatation
443745.32	8488.42	52.27	Condition vérifié

IV.5.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

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

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot H_k} \leq 0.10$$

Avec :

Δ_k défini comme :

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

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k », $(P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i))$

$(P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i))$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur du niveau « k ». Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

- Si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_k})$
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens x

Tableau IV. 16 : Vérification vis avis de l'effet (P-Δ) sens x.

Plancher	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	V_{kx} (KN)	h_k (m)	θ	Vérification
RDC	159877.4	0,021	4334	03.06	0.025	Ok
1 ^{er} Etage	12619.53	0,003	5986	03.06	0.002	Ok
2 ^{eme} Etage	95010.84	0,002	6833	03.06	0.009	Ok

3 ^{eme} Etage	6384.14	0,002	6582	03.06	0.006	Ok
4 ^{eme} Etage	3269.56	0,028	6398	03.06	0.004	Ok

Sens-y

Tableau IV. 17 : Vérification vis avis de l'effet (P-Δ) sens y.

Plancher	P _k (KN)	Δ _{ky} (m)	V _{ky} (KN)	h _k (m)	θ	Vérification
RDC	15877.4	0,001	4295	03.06	0.011	Ok
1 ^{er} Etage	12619.53	0,01	3679	03.06	0.10	Ok
2 ^{eme} Etage	95010.84	0,002	4322	03.06	0.10	Ok
3 ^{eme} Etage	6384.14	0,02	4277	03.06	0.09	Ok
4 ^{eme} Etage	3269.56	0,002	4818	03.06	0.004	Ok

Donc : $\theta < 0.10$, on peut négliger l'effet du 2^o ordre (ou effet P-Δ) dans tous les niveaux du bâtiment.

IV.5.6. Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3) du RPA (version 2024) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. Cette vérification s'effectue par la formule suivante : $N =$

$$\frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.35 \text{ [3]}$$

Où :

N : est l'effort normal maximal, B est la section du poteau et F_{c28} représente la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV. 18 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	N° Poteau	Section (mm ²)	N _d (N)	N	$N \leq 0.35$
RDC	42	400×300	11179	0.23	Vérifiée

IV.6. Conclusion

Après la modélisation de la structure, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA2024, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, c'est l'ensemble des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Ces éléments sont réalisés en béton armé doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations. Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le CBA93 et le RPA2024

V.2. Actions et sollicitations :

Actions :

Il est rappelé que les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.)

Et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.).

Pour l'application de ce qui suit, on distingue :

- ❖ **Actions permanentes** : notées **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 ;
- ❖ **Actions variables** : notées **Q**, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- ❖ **Actions accidentelles** : notées **FA**, provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs.
- ❖ **Calcul des sollicitations** : Il est rappelé que les sollicitations sont les efforts « efforts normaux 'N', efforts tranchants 'V' » et les moments (moments fléchissant 'Mf', moment de torsion 'Mt') calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.
- ❖ **Les combinaisons d'actions** :

Règlement BAEL 91 [1]:

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

1,35G + 1,5 Q à l'E.L. U

G + Q à l'E.L. S

Règlement RPA 2024 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases} \quad (5.1)$$

Ou :

- **G**: charges permanentes
- **Q**: charges d'exploitation, non pondérée

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_3 \\ G + \psi \cdot Q + E_4 \\ G + \psi \cdot Q + E_5 \end{cases}$$

À l'ELU : 1,35G + 1,5 Q..... (BAEL 91)[1]

À l'ELS : G + Q

Pour le portique :

Les poteaux :

$G + \psi \cdot Q + E1$ (RPA2024)[4]

$G + \psi \cdot Q + E2$

$G + \psi \cdot Q + E3$

$G + \psi \cdot Q + E4$

$G + \psi \cdot Q + E5$

Les poutres

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)[1]

À l'ELS : $G + Q$

$G + \psi \cdot Q + E1$ (RPA2024)[4]

$G + \psi \cdot Q + E2$

$G + \psi \cdot Q + E3$

$G + \psi \cdot Q + E4$

$G + \psi \cdot Q + E5$

$G + \psi \cdot Q \pm 1.3 Ex$

Les poutres

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)[1]

À l'ELS : $G + Q$

$G + \psi \cdot Q + E1$ (RPA2024)[4]

$G + \psi \cdot Q + E2$

$G + \psi \cdot Q + E3$

$G + \psi \cdot Q + E4$

$G + \psi \cdot Q + E5$

$G + \psi \cdot Q \pm 1.3 Ex$

V.3. Ferrailage des poteaux :

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

- Efforts normaux 'N'.
- Moments fléchissant 'M'.
- Efforts tranchants 'V'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ❖ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

$N_{\max}$: Effort normal maximum.

$N_{\min}$: Effort normal minimum.

$M_{\max}$: Moment maximum.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations

Les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V-1: Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques :

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.20	25	348
Situation accidentelle	1.2	1	20.83	25	400

V.3.1. Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable.

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant **BAEL91 mod.99**. [1]

- Soit à calculer le poteau le plus sollicité du **RDC**, avec les sollicitations suivantes :

Tableau V-2: Sollicitations dans les poteaux.

30X40	ELU	ELS	ACC
N max	1238.83	896.44	1512.98
M max	56.03	40.60	72.51
N min	69.95	50.69	69.19

		M^{max}	N^{cor}_r			N^{max}	M^{cor}_r			N^{min}	M^{corr}
30× 40	G+0.2Q+Ex+E_y	72.51	34.81	EL U	1512.98	28.62	G+0.2Q+Ex+0.3E_y	69.19	31.14		

V.3.2. Etat limite de stabilité de forme

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 [2] en adoptant une excentricité totale de calcul : **e= e₁+e_a+e₂**

Avec :

- ❖ e₁ : excentricité du premier ordre.
- ❖ e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre
- $e_1 = \frac{M_u}{N_u} e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right); e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h} (2 + \alpha\varphi)$

Avec:

- L : longueur du poteau.
- l_f : longueur de flambement du poteau.
- h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.
- α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1,5M_{Ser}} \right)$$

- $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ Ou
- φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.
- Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.3. Détermination des sections d'acier :

Exemple de calcul sur les poteaux de : RDC, 1er, 2eme étage avec la section de (30*40) cm2 :

1er cas :

N max=1512.98T

M corr= 28.62T

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{28.62}{1512.98} = 0.018m$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max [2cm, L/250] \Rightarrow e_a = \max[2cm; 1.24cm] = 2cm = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.038m$$

$$\left(\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right) = \frac{2,17}{0,40} \leq (15; 20 * \frac{0,038}{0,40}) = 5.43 < \max(15; 1.95) \dots CV\right.$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\varphi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$\varphi = 2$.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{11^5 M_{50r}} \right) = 10 \left(1 - \frac{56.03}{1.5 \times 40.60} \right) = 0.79$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.17)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.79 \times 2) = 0.011m$$

$$e_2 = 0.011m$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.049m$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b h f_{bu} = 300 \times 400 \times 14.2 = 1704T$$

$$M_2 = (1512.98 - 1704) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = 38.204 T \dots CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - (0.337h - 0.81d) N_0 \leq M_u$$

$$1512.98 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 1704 = 67.58 \dots CNV$$

$$\psi = \frac{0.375 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - M_u}{(0.8571h - d) N_0}$$

$$\psi = 0.58 < 0.8095$$

Alors la section est entièrement comprimée :

$$A_2 = \frac{N_u - \psi N_0}{f_{su}} = 0.27 \quad A_1 = 0$$

Donc on ferrailler la section du poteau par le ferraillage minimal :

$$A_{min} = \max \{ 4p ; 0.2\%B \}.$$

P : périmètre de la section calculée. B

: la surface de la section calculée.

$$A_{min} = \{ 5.60 ; 2.40 \}. A_{min} = 5.60 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{eme} cas

$$N^{min} = 69.19T$$

$$M^{corr} = 31.14T.m$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.45$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max \left[2cm, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2cm; 1.24cm] = 2cm = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.47m$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.17}{0.40} \leq (15; 20 * \frac{0.47}{0.40}) = 5.43 < \max(15; 23.5) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \varphi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$\varphi = 2$.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{11^5 M_{50r}} \right) = 10 \left(1 - \frac{56.03}{1.5 \times 40.60} \right) = 0.79$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.17)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.79 \times 2) = 0.011m$$

$$e_2 = 0.011m$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.48m$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b h f_{bu} = 300 \times 400 \times 14.2 = 1704T$$

$$M_2 = (69.19 - 1704) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = -261.56T. \dots CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - (0.337h - 0.81d) N_0 \leq M_u$$

$$69.19 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 1704 = -163.41. \dots CNV$$

$$\psi = \frac{0.375 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - M_u}{(0.8571h - d) N_0}$$

$$\psi = -0.036 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = N_u \times e = 69.19 \times 0.48 = 33.21KN.m$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 44.28KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \times b d^2} = 0.45$$

$$\mu_{bu} = 0.45 < \mu_{l=0.392} \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.85$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.85) = 0.66$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 349.43mm^2 = 3.49cm^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = -176.45mm^2 = -1.76cm^2$$

➤ 3^{eme} cas

$$N^{\min} = 72.51 \text{ T}$$

$$M^{\text{corr}} = 34.81 \text{ T.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 2.08$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max[2\text{cm}; 1.24\text{cm}] = 2\text{cm} = 0.02\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.1\text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.17}{0.40} \leq (15; 20 * \frac{2.1}{0.40}) = 5.43 < \max(15; 105) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \varphi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{11^5 M_{50r}} \right) = 10 \left(1 - \frac{56.03}{1.5 \times 40.60} \right) = 0.79$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.17)^2}{10^4 \times 0.4} \times (2 + 0.79 \times 2) = 0.011\text{m}$$

$$e_2 = 0.011\text{m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.11\text{m}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b h f_{bu} = 300 \times 400 \times 14.2 = 1704 \text{ T}$$

$$M_2 = (34.82 - 1704) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = 333.83 \text{ T} \dots CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - (0.337h - 0.81d) N_0 \leq M_u$$

$$34.82 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.4 - 0.81 \times 0.04) \times 1704 = -168.91 \dots CNV$$

$$\psi = \frac{0.375 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d \right) - M_u}{(0.8571h - d) N_0}$$

$$\psi = 0.36 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{uA} = N_u \times e = 34.82 \times 2.11 = 73.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 79.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \times b d^2} = 0.107$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 2.0 / 100$$

$$\alpha_{limit} = \frac{3.5}{3.5 + 2} = 0.636$$

$$\mu_{limit} = 0.8 \alpha_{limit} (1 - \alpha_{limit}) = 0.379$$

$$\mu_{bu} = 0.107 < \mu_{l=0.392} \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.141$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4(0.141) = 0.94$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 583.92$$

$$A_1 = 5.83 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_{RPA}(Min) = 0.008 \times b \times h$$

Figure V.3. Ferraillage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm)	A calculer	Amin (cm²) (RPA)	Choix des armatures	A adpt (cm²)
RDC+1 ^{er} jusqu'à 5 ^{eme}	30×40	5.8	9.60	6HA16	12.06

V.4 Recommandations des règlements :

V.4.1. Armatures longitudinales :

Selon RPA version 2024 [2]:

- Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minium est de 12mm.

- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15cm en (Zone V).

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal des poteaux selon le RPA [2].

Tableau V.4 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm²)	A _{min} (cm²) (RPA2024) A _{min} =0.8%b.h	A _{max} (cm²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 ^{er} , 2 ^{eme} ,3 ^{eme} 4 ^{eme} ,	30×40	10.69	48	96

❖ Selon BAEL [2]:

La section d'acier minimale A_{min} = max(4cm de périmètre ; 0,2%. b. h).

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{Bf_{c28}}{f_e}$$

La section d'acier maximale :

$$A_{max} = 5\% bh$$

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal des poteaux selon le BAEL [1]:

Tableau V-5 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL[2]dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm²)	A _{min} (cm²) (BAEL)	A _{max} (cm²)
RDC+1 ^{er} ,2 ^{eme} ,3 ^{eme} 4 ^{eme} ,5 ^{eme}	30× 40	5.60	60

❖ Armatures transversales :

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements BAEL91 [1] et RPA 2024[2].

❖ Selon le BAEL91 [1]

$$\phi_r \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

❖ Selon le RPA2024 (art7.4.2.2)[4] :

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

Tu : effort tranchant de calcul.

fe : contrainte limite élastique des armatures transversale.

a

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.94}{0.30} = 9.8 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2.5$$

St : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en zone V

Comme suit :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6 \phi_l \right)$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \min \left(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10 \phi_l \right)$$

Φ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Exemple : poteaux (40×30) cm²

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6 \phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{37}{3} ; 10 ; 6 \times 1.4 \right)$$

$$S_t \leq 8.4 \text{ mm}$$

$$S_t = 8 \text{ mm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10 \phi_l \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{30}{2} ; \frac{40}{2} ; 10 \times 1.4 \right)$$

$$S_t \leq 15 \text{ mm}$$

$$S_t = 15 \text{ mm}$$

Tableau V-6: Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{umax} (KN)	Zone	S _t (cm ²)	A _{calt} (cm ²)	Choix	At (cm ²)
RDC+1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{em} e, 4 ^{eme} ,	30×40	2.17	9.8	2.5	35.52	N	7	0.77	6T8	3.02
						C	14	1.15		

Conformément aux règles du RPA 2024[4] et au BAEL 91[1], le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{max} \rightarrow 8 \geq \frac{20}{3} = 6.66 \dots \dots CV.$$

V.4.2. Vérifications :

a) Justification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

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

T_u: L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u: Contrainte de cisaillement.

τ_u: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte τ_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ Selon BAEL99[1]

$$\overline{\tau}_{ad} = \min(0.15f_{c28}; 4MPa) = 2.5 MPa$$

❖ Selon RPA 2024[4]

$$\overline{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\begin{cases} \rho_b = 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0.04 & \text{si } \lambda_g \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

λ: L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f: Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau V-7: Justification de la contrainte de cisaillement

Niveaux	Secti on (cm ²)	L _f (m)	λg(%)	ρ _a	T _{umax} (k N)	Zo ne	S _t (cm)	A _{calt} (cm ²)	Choi x	At (c m ²)
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	30×4 0	2.17	7.23	2.5	35.52	N	7	0.77	6T8	3.02
						C	14	1.15		

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de L_r = 60Ø_l en (zone V).

Pour :

T₂₀.....L_r=80cm.

T₁₂.....L_r= 48cm.

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du Sous sol, avec une longueur de l₀ = 4.20 m et un effort normal égal 1505.33 T.

CBA 93(Article B.8.4.1)[3]

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_b} \right]$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ.

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.20 = 2.94 \text{ m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 22.63 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.83$$

Br: est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$Br = (h - 2)(b - 2) = 0.1849$$

$$A = 12.32 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.83 \left[\frac{0.1849 \times 25}{0.9 \times 1.15} + 2875 \frac{400}{1.15} \right] = 1847.15 \text{ T}$$

$$1278.05 < 1847.15 \text{ T}$$

c) Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_{ser} = 22.17 T.m$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } \eta = 15$$

$$h \times A'_s(-c') = 0$$

$$\frac{45}{2} \times y^2 + 15 \times 18.22(40.5 - y) = 0$$

$$22.5y^2 + 273.3y - 6512.65$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 650.74$$

$$y = \frac{273.3 - 650.74}{2 \times 15} = 15.66 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y)^2$$

$$I = \frac{45 \times 15.66^3}{3} + 15 \times 18.22(45 - 15.66)^2 = 292872.21 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{22.17 \times 10^6 \times 15.66}{292872.21 \times 10^4} = 0.11 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ CV.}$$

$$\bar{\delta}_{bc} \leq 0.6 f_{c28}$$

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de 10Ø.

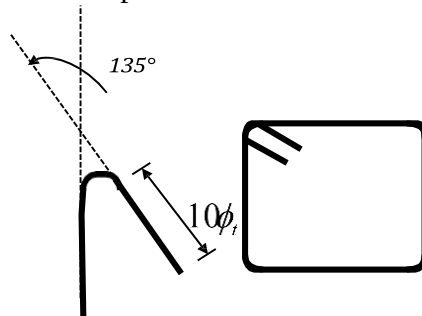


Figure V-1: Schéma de cadres

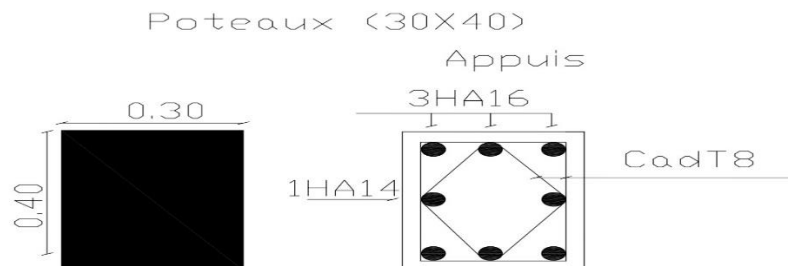


Figure V-2: Schéma de ferrailage des poteaux (30x40)

V.5.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91[1], on se rapportera aussi au RPA 2024[4] pour la vérification.

❖ Les combinaisons d'action sont les suivantes :

➤ La combinaison fondamentale BAEL 91[1] :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ Combinaisons accidentelles RPA 2024 [4]:

$G + \psi \cdot Q + E3$

$G + \psi \cdot Q + E4$

$G + \psi \cdot Q + E5$ (5.3)

où:

E3, E4 et E5 représentent la combinaison des composantes, horizontales (E_x , E_y) et la composante verticale (E_z), définies par :

$E3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$

$E4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$

$E5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$

Dans notre projet on a deux poutres à étudier :

Poutres principales : (30×40)

Poutres secondaires : (30×35)

V.5.1. Recommandations du RPA 2024 [4]:

Les armatures longitudinales : RPA 2024 (Article 7.5.2.1) [4]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ La section du béton en zone courante.
- ✓ La section du béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone.

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- **Les armatures transversales : RPA 2024 (article 7.5.2.2) [4]**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

Avec espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\Phi)$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{4}$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus

petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.5.2. Ferraillage des poutres

V.5.2.1. Poutre principale

a) Les armatures transversales :

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel ROBOT 2020.

Tableau V-8: Sollicitations de la poutre principale.

	En Appuis			En Travée		
Section	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
30*40	-112.93	-81.51	-101.60	68.90	50.73	49.39

Ferraillage en travée :

Mt max = 68.90 T.m

h = 40cm ; b = 30 cm ; d = 0,9 × h = 36cm

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.2} = 20.83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{68.90 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 20.83} = 0.085$$

$$\mu_{bu} = 0.085 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.085 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.111$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.111) = 344.01 \text{ mm}$$

• Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{68.90 \times 10^6}{344.01 \times \frac{400}{1.15}} = 5.75 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA16

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{4} = 1.3$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.3, 5.75) \rightarrow A_s = 5.75 \text{ cm}^2$$

➤ Ferraillage en appui :

$$M_{t\max} = -124.37 \text{ KN.m}$$

$$h = 40\text{cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 36\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.2} = 20.83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{112.93 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 20.83} = 0.139$$

$$\mu_{bu} = 0.139 \leq \mu_{ab} = 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.139 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.187$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.187) = 333.07 \text{ mm}$$

• **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{112.93 \times 10^6}{333.07 \times \frac{400}{1.15}} = 9.74 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA16

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{4} = 1.3$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.3, 9.74) \rightarrow A_s = 9.74 \text{ cm}^2$$

Tableau V-9: Ferrailage des poutres principales.

Positi on	M _u	B	H	D	U _{bu}	α	Z	As	A _{min}	A
Travée	68.90	3 0	4 0	36	0.08 5	0.1 11	344.0 1	5.75	1.30	
Appuis	- 112.93	3 0	4 0	36	0.13 9	0.1 87	333.0 7	9.74	1.30	6HA16=12.06

• **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

Section minimale : RPA 2024 (article 7.5.2) [4].

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 2024 (article 7.5.2) [4]

$$4\% b \times d : \text{En zone courante } (A_{min} = 0.04 \times 30 \times 36 = 43.2 \text{ cm}^2).$$

$$6\% b \times d : \text{En zone de recouvrement } (A_{min} = 0.06 \times 30 \times 36 = 64.8 \text{ cm}^2).$$

Calcul du ferrailage transversal :

Avec : b = 30cm ; d = 40 cm

➤ Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

On a : $\varphi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{min}) = \min(11.42; 30; 1.4)$

Soit : $\varphi_t \leq 1.4 \text{ cm}$

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

Espacement des barres :

Selon RPA2024 [4] :

En zone nodale :

$S_t = \min(\frac{h}{4}; 24 \varphi; 17.5 \text{ cm}; 6\varphi) = \min(10; 33.6; 17.5 \text{ cm}; 8.4) = 8.4$

En zone courante :

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 8.4 \text{ cm}$; En zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$; En zone courante.

➤ Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 2024 [4]:

➤ La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA2024[4] la longueur minimale de recouvrement dans la zone V est de 40φ

$L_r = 60 \times \varphi_l = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm}$

On adopte : **$L_r = 84 \text{ cm}$**

• **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{sr}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée :**

$M_t = 33. \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A'_s(y - c') - n \times A_s(d - y) = 0$$

Avec $n = 15$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 25.13 \times (36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 376.95y - 13570.2 = 0$$

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

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 20^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (36 - 20)^2 = 100500 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{50.73 \times 10^6 \times 20}{100500 \times 10^4} = 1 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \rightarrow \text{CV.}$$

➤ En appuis :

$$M_a = -81.51 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A'_s(y - c') - n \times A_s(d - y) = 0$$

$$\text{Avec } n = 15$$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 25.13 \times (36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 376.95y - 13570.2 = 0$$

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

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 20^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (36 - 20)^2 = 100500 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{81.51 \times 10^6 \times 20}{100500 \times 10^4} = 1.62 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{CV.}$$

Tableau V-10: Vérification à l'ELS de la poutre principale

	M (T.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	50.73	20	100500	1.00	15	CV
Appuis	-81.51	20	100500	1.62	15	CV

Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [2]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : $h = 40 \text{ cm}$; $L = 4.45 \text{ m}$; $b = 30 \text{ cm}$; $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \rightarrow 0.089 \geq 0.062 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \rightarrow 0.085 \geq 0.085 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \rightarrow 0.011 \leq 0.0105 \dots \text{CNV}$$

➤ Calcul de la flèche par la méthode d'inertie fissurée :

Il faut que :

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{57.64}{10 \times 32164.2 \times 162786.75} = 1.1 \times 10^9 \leq f = 0.05 \frac{L}{1000} = 0.026 \text{ cm}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 \times \lambda_i \times u} = \frac{1.1 \times 217542.29}{1.47} = 162786.75 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 217542.29 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{12.06}{30 \times 36} = 0.011$$

$$u = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s \times f_{t28}} = 1.05$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 1.4$$

$$f = 1.02 \times 10^{-9} \leq \bar{f} = 0.026 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

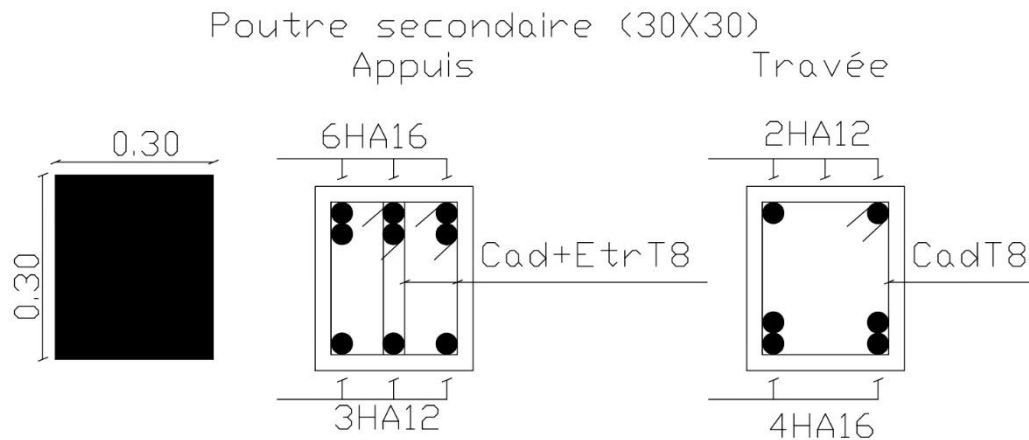


Figure V. 3 : Schéma de ferraillage poutres principales

V.6.Poutre secondaires :

Tableau V-11: Sollicitations de la poutre secondaires.

	En Appuis			En Travée		
Section	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
30*35	-41.27	-26.78	-101.28	24.38	17.63	88.63

➤ Ferraillage en travée :

$$M_{t \max} = 81.91 \text{ T.m}$$

$$h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 31.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.2} = 20.83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{88.63 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 20.83} = 0.142$$

$$\mu_{bu} = 0.142 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.142 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.192$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.192) = 332.35 \text{ mm}$$

• Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{88.63 \times 10^6}{332.35 \times \frac{400}{1.15}} = 7.66 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA16 = 8.04 cm²

V.6.1.Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0.23 \times 315 \times 360 \times \frac{2.1}{4} = 1.1$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.1, 7.66) \rightarrow A_s = 7.66 \text{ cm}^2$$

➤ Ferrailage en appui :

$$M_{t \max} = -101.28 \text{ KN.m}$$

$$h = 35 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm ; } d = 0.9 \times h = 31.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.2} = 20.83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{101.28 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 20.83} = 0.163$$

$$\mu_{bu} = 0.163 \leq \mu_{ab} = 0.186$$

$$\mu_{bu} = 0.163 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.223$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 315(1 - 0.4 \times 0.223) = 286.90 \text{ mm}$$

• Section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{101.28 \times 10^6}{286.90 \times \frac{400}{1.15}} = 10.14 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA16 = 12.06 cm²

V.6.2.Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$\rightarrow A_{min} = 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{4} = 1.1$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.1, 10.14) \rightarrow A_s = 10.14 \text{ cm}^2$$

Tableau V-12: Ferraillage des poutres secondaire.

Position	Mu	b	h	d	U _{bu}	□	Z	A _s	A _{min}	A
Travée	88.63	30	35	31.5	0.142	0.192	332.35	7.66	1.11	4HA16=8.04
Appuis	101.28	30	35	31.5	0.163	0.223	286.90	10.14	1.11	6HA16=12.06

• **Vérification du ferraillage des poutres principales :**

Section minimale : RPA 2024 (article 7.5.2) [4].

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 2024 (article 7.5.2) [4]

$$4\% b \times d : \text{En zone courante } (A_{min}=0.04 \times 30 \times 31.5 = 37.8 \text{ cm}^2).$$

$$6\% b \times d : \text{En zone de recouvrement } (A_{min}=0.06 \times 30 \times 31.5 = 56.7 \text{ cm}^2).$$

Calcul du ferraillage transversal :

Avec : b = 30cm ; d = 35 cm

➤ Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_{min}\right) = \min(10; 30; 1.4)$$

$$\text{Soit : } \varphi_t \leq 1.4 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \varphi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (1\text{cadre} + 1 \text{ étrier})$$

Espacement des barres :

Selon RPA2024 [2] :

En zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24 \varphi; 17.5 \text{ cm}; 6\varphi\right) = \min(8.75; 33.6; 17.5 \text{ cm}; 8.4) = 8.4$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

St=8.4cm ; En zone nodale

St=15cm ; En zone courante.

➤ Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 2024 [4]:

➤ La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

D'après le RPA 2024[4] la longueur minimale de recouvrement dans la zone V est de 40φ

$$L_r = 60 \times \varphi l = 60 \times 1.4 = 84 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 84 \text{ cm}$

• **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{sr}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 17.63 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A'_s(y - c') - n \times A_s(d - y) = 0$$

Avec $n = 15$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 25.13 \times (31.5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 376.95y - 13570.2 = 0$$

$$y = 11.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 20^2}{3} + 15 \times 25.13 \times (31.5 - 20)^2 = 52126.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{17.63 \times 10^6 \times 20}{52126.32 \times 10^4} = 0.67 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{CV.}$$

➤ **En appuis :**

$$M_a = -26.78 \text{ KN.m}$$

V.6.3.Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A'_s(y - c') - n \times A_s(d - y) = 0$$

Avec $n = 15$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 25.13 \times (31.5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 376.95y - 13570.2 = 0$$

$$y = 11.19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s(d - y)^2$$

$$I_t = \frac{30 \times 20^3}{3} + 15 \times 25.13 \times (31.5 - 20)^2 = 52126.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{26.78 \times 10^6 \times 20}{52126.32 \times 10^4} = 1.02 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow CV.$$

Tableau V-13: Vérification à l'ELS de la poutre secondaire.

	M (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	17.63	11.19	52126.32	0.67	15	CV
Appuis	-26.78	11.19	52126.32	1.02	15	CV

➤ **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1) [2]**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : $h = 35\text{cm}$; $L = 3.60 \text{ m}$; $b = 30\text{cm}$; $A_s = 8.04\text{cm}^2$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \rightarrow 0.097 \geq 0.062 \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \rightarrow 0.085 \geq 0.085 \dots CV$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \rightarrow 0.008 \leq 0.0105 \dots CV$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la compression du béton :**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

$$T_{max} < 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(b ; 0.9 \times d)$$

$$a' = 35 - c - 2 = 30 \text{ cm}$$

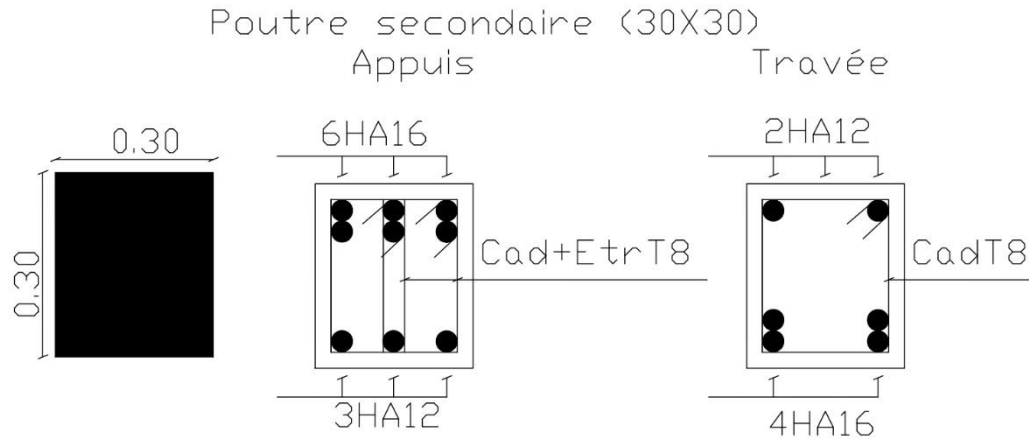


Figure V. 4 : Schéma de ferraillage poutres secondaires.

V.7.Ferraillage des voiles

Les voiles sont soumis à des forces verticales « charges permanentes et surcharges d'exploitations » et à des forces horizontales « séisme ». Leur ferraillage s'effectuera selon le règlement CBA.93 [3] et règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché D.T.R : B.C.2.42 [7]. Les vérifications sont à faire selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2024 [4]. Ils sont sollicités à la flexion composée avec effort tranchant ramenant aux sollicitations suivantes :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- 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.

V.7.1. Ferraillage des voiles

V.7.1.1. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.Y'}{I}$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

Y et Y' : bras de levier

$$Y=Y' = \frac{L_{voile}}{2}$$

A : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

Si σ_a et σ_b : ont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : possèdent des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : ont des signes différents on aura une section partiellement comprimée (SPC).

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par ; CBA [2]
RPA 99 [3].

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}l_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

Avec :

l_w : longueur du voile

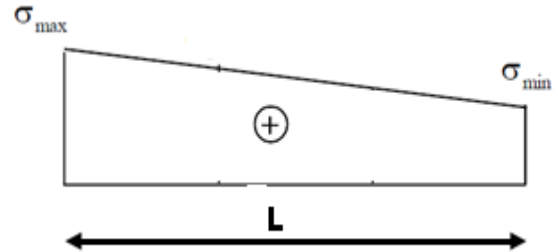
b_w : largeur de l'âme du voile

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

❖ Section entièrement comprimée :

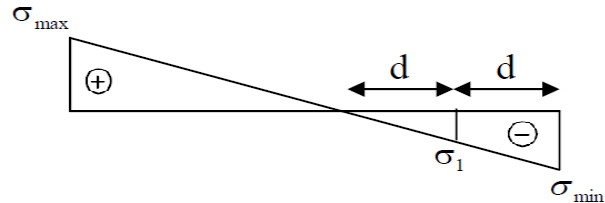
Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le règlement parasismique algérien RPA 99 V 2024 [4] .



❖ Section partiellement comprimée :

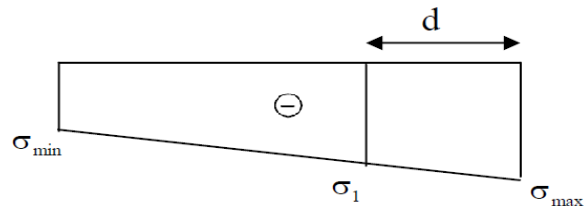
$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



V.7.1.2. Armature verticale

- Les armatures d'âme doivent être composées de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm.
- Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme.
- L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il pourra reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99(Art 7.7.4.) et décrites ci-dessous :

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + (B \cdot f_{c28})}{\sigma_s}$$

B : section du voile

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

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

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

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

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

V.7.1.3. Armatures minimales

❖ **Compression du béton :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

B : section du béton comprimée.

❖ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

B = section du béton tendue

V.7.1.4. Aciers horizontaux

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Le ferraillage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire :

D'après le BEAL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2024 :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4V_{u \text{ calcul}}$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

V.7.1.5. Règles communes

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm})$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($\frac{b_w}{10}$).

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0.2%.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à $60\phi_l$ pour les barres situées dans la zone V

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4V_{u \text{ calcul}}$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue et celle des barres existantes.

Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10 mm avec une longueur minimum d'ancrage de ($50\phi_l$).

V.7.1.6. Combinaisons de calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en compte sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91

- 1.35 G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)

Selon le RPA version 2024

- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y$
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y$
- $G + 0.2Q \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$
- $G + 0.2Q \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$

V.7.2Vérification**V.7.2.1. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma b} \text{ avec :}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + (15.A)} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

V.7.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2024 [4].

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \\ \tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} \end{cases}$$

$$T = 1.4 \times V_{u.calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 [1].

Il faut vérifier que :

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

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Détermination des sollicitations : D'après ROBOT 2014

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 /v2024 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration préjudiciable sous les sollicitations obtenues par «ROBOT».

L'enveloppe de calcul, du diagramme de moment fléchissant, est construite en deux étapes selon les nouvelles instructions du RPA99 /v2024 :

- La première étape consiste à avoir l'enveloppe linéaire qui joint le moment maximal à la base à celui au sommet.
- La deuxième étape consiste à décaler cette enveloppe linéaire verticalement par la hauteur critique.
- La hauteur, h_{cr} , de la zone critique au-dessus de la base du voile est estimée comme ce qui suit :

$$h_{cr} = \max(L_w; \frac{h_w}{6})$$

et :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w \\ \text{he: pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2.\text{he: pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

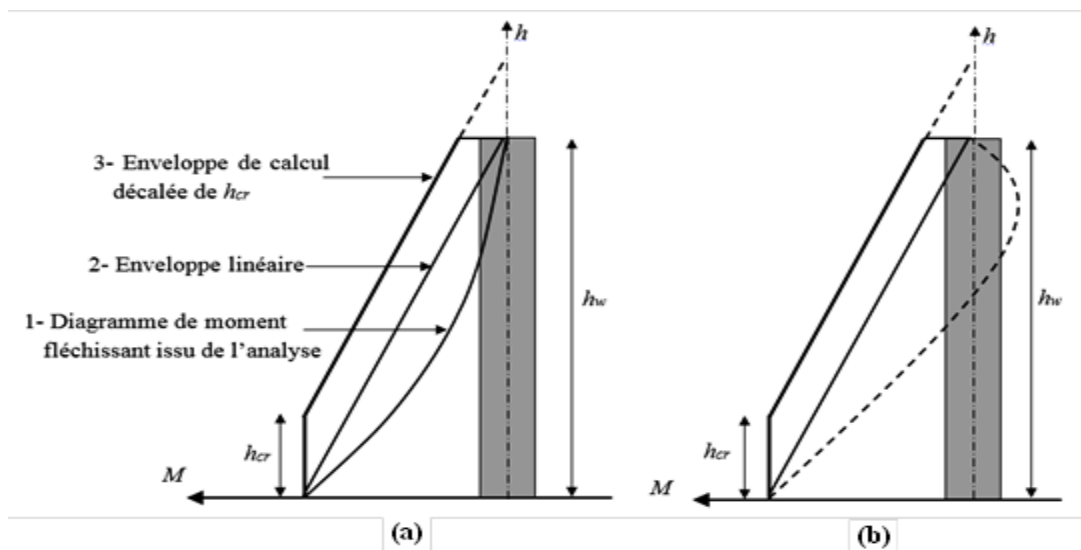


Figure V. 5 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.

L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est construite en trois étapes :

- La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40%.
- La deuxième étape consiste à maintenir la courbe amplifiée de la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $(h_w/3)$.
- La troisième étape consiste en une enveloppe linéaire entre $(h_w/3)$ et le sommet du voile.
- L'enveloppe de calcul modifiée pour les efforts tranchants est valable uniquement pour les systèmes à contreventement mixte. Cette modification est faite pour de tenir compte des incertitudes dues aux modes supérieurs.

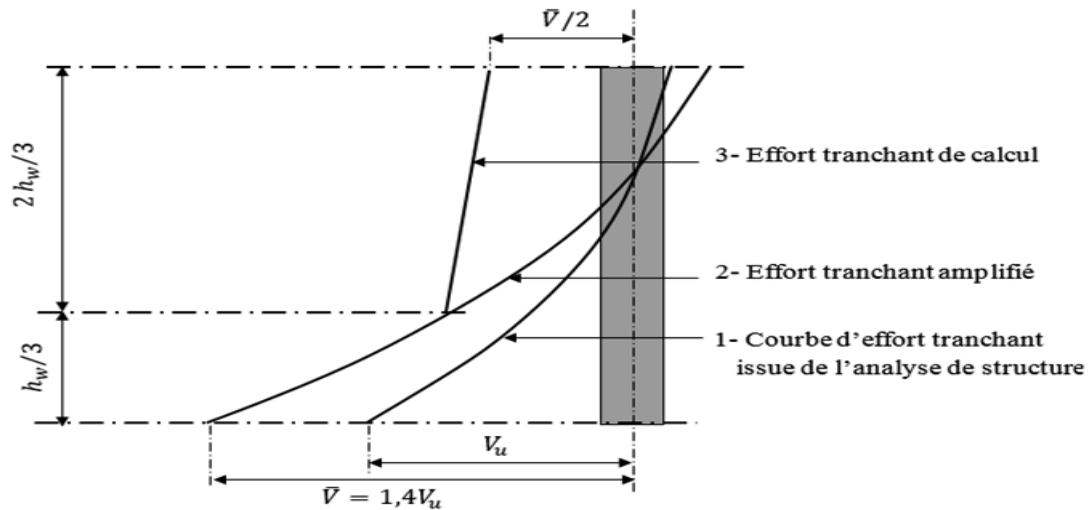


Figure V. 6 : Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte.

Tableau V. 14: Sollicitations de calcul (voile plein).

			Voile «V1» sen x-x	Voile «V2» sen x-x	Voile «V3» sen y-y
L (m)			3.10	3.20	4.36
e (m)			0.20	0.20	0.20
H _{etage} (m)			3.06	3.06	3.06
ETA	RDC + 1 ^{ere} + 2	N _{min} (KN)	1337.34	989.18	1184.43
		M _{cor} (KN.m)	2684.22	1601.79	36460.67
		V _u (KN)	641.22	343.54	640.50
		$\bar{V}$ (KN)	897.70	480.95	896.7
e	3	N _{min} (KN)	199.3	615.24	727.18

	M_{cor} (KN.m)	721.08	477.38	1365.05
	$\bar{V}$ (KN)	570.64	191.04	716.66
	$\bar{V}/2$ (KN)	285.32	95.52	358.33

V.7.3. Ferraillage de voile

❖ Exemple d'application 01 :

➤ Sens x-x :

On va choisir le voile plein le plus sollicité.

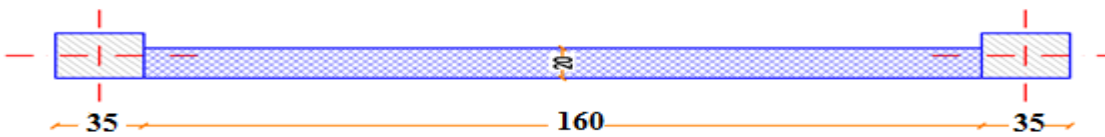


Figure V.7 : Dimensions du voile V₂.

$L=3.10$ m; $e=0.20$; $A=0.20 \times 3.10=0.62$ m² ; $I=ex\frac{L^3}{12}=0.051$ m³ ; $V=L/2=1.55$ m

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{989.18}{0.62} + \frac{1601.79 \times 1.55}{0.051} = +50277.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{615.24}{0.62} - \frac{477.38 \times 1.55}{0.051} = -13516.28 \text{ KN/m}^2$$

• Longueur de la zone tendue :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w) = 0.3 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.10 - 0.30 = 2.8 \text{ m}$$

$$d = \min [he/2 ; (2/3) L_c] = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

On prend :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande } d = 0.20 \text{ m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande } d' = 1.10 \text{ m}$$

• Ferraillage de la 1^{ère} bande :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \cdot (L_t - d) / L_t = 13516.28 \cdot (2.8 - 0.20) / 2.8 = 12550.83 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} (\sigma_{\min} + \sigma_1) \cdot d \cdot e = \frac{1}{2} (13516.28 + 12550.83) \times 0.20 \times 0.20 = 295.44 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour 1^{ère} bande est :

$$A_1 = N_{u1}/\sigma_s = (295.44 \times 10^3) / 400 = \mathbf{7.38 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } \sigma_s = 400 \text{ Mpa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d \times e = 0.002 \times 20 \times 20 = \mathbf{0.8 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d \times e) \times f_{t28}/f_e = 20 \times 20 \times 2.10/400 = \mathbf{2.10 \text{ cm}^2}$$

$$A_{S1} = 2.10 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 2 \text{ HA12} = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$$

• **Ferraillage de la 2^{ème} bande :**

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \cdot (L_T - d - d') / L_T = \mathbf{0 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot d' \cdot e = \frac{1}{2} (12550.83 + 0.00) \times 1.10 \times 0.20 = \mathbf{1380.59 \text{ KN}}$$

La section d'acier à mettre pour 2^{ème} bande est :

$$A_2 = N_{u2}/\sigma_s = (1380.59 \times 10^3) / 400 = \mathbf{3.4 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d' \times e = 0.002 \times 110 \times 20 = \mathbf{4.4 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d' \times e) \times f_{t28}/f_e = 245 \times 20 \times 2.10/400 = \mathbf{11.55 \text{ cm}^2}$$

$$A_{S2} = 11.55 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 4 \text{ HA14} = \mathbf{12.32 \text{ cm}^2}$$

$$A_S = A_{S1} + A_{S2} = 4.52 \text{ cm}^2 + 12.32 \text{ cm}^2 = \mathbf{16.84 \text{ cm}^2}$$

• **Espacement :**

- $S \leq \min (1.5b_w; 25) \text{ cm} \Rightarrow S \leq 25 \text{ cm}$
- Soit : $S = 15 \text{ cm}$ Dans la zone courante.
- $S_a = S/2 = 7.5 \text{ cm}$ dans la zone d'environ

Remarque :

Cette section d'armature concerne la cote de la zone tendue. Il faut mettre la même section de ferraillage dans l'autre cote de la section.

• **Armatures horizontales :**

d'après le BAEL 91[1] :

$$A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{16.84}{4} = \mathbf{4.21 \text{ cm}^2}$$

D'après le RPA 2024 [4].

$$A_H \geq \frac{\bar{V} \cdot s}{z \cdot f_e}$$

$\bar{V}$: effort tranchant, dans la section considérée, égal à $(1.4V_u \text{ calcul})$

$$\bar{V} = \mathbf{198.04 \text{ KN}}$$

s : espacement des cours d'armature

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

$$\text{Soit : } z = h - 2c = 3.18 \text{ m}$$

h : hauteur totale de la section du voile

c : distance d'enrobage

$$A_H \geq \frac{198.04 \times 10^3 \times 150}{3180 \times 400} = 0.23$$

On adopte **2x3HA12/ml = 6.79 cm²** avec : **St = 15 cm**

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Armature de coutures**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{F_e}$$

$$\text{Avec : } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

$$\bar{V} = 198.04 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{198.04 \times 10^3}{400} = 5.45 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le BAEL 91[1].

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{343 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 324} = 2.43 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

D'après le RPA 2024 [3] :

$$\tau_b \leq \tau_b \rightarrow \tau_b = \frac{\bar{V}}{bxd}$$

b : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

$$\bar{V} = 198.04 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0xd} = \frac{198.04 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 324} = \mathbf{3.40 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 3.40 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec : } \sigma_b = \frac{Ns}{B+(15.A)} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B+(15.A)} = \frac{150 \times 10^3}{0.32 \times 10^6 + (15 \times 1684)} = \mathbf{0.43 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_b = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C V}$$

➤ **Sens y-y :**

$$L=1.60 \text{ m}; e = 0.20 ; A = 0.20 \times 1.60 = 0.32 \text{ m}^2 ; I = \frac{el^3}{12} = 0.068 \text{ m}^3 ; V=L / 2 = 0.8 \text{ m}$$



Figure V. 8 : Dimensions du voile V₄.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1184.50}{0.87} + \frac{3460.43 \times 2.18}{0.072} = 106135.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{1184.50}{0.87} - \frac{3460.43 \times 2.18}{0.072} = \mathbf{142649.37 \text{ KN/m}^2}$$

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$ ont des signes positifs (+), donc la section du voile est Entièrement Comprimée.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{20830 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_{\max} = 7124.22 \text{ KN/m}^2$$

$\Rightarrow \sigma_{\max} \dots\dots\dots C V$

• **Ferraillage :**

$$d = \min [h_e/2 ; (2/3) L] = 1.07 \text{ m} = 107 \text{ cm}$$

On prend :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande } d = 1.07 \text{ m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande } d' = 0.53 \text{ m}$$

Ferraillage de la 1^{ère} bande :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \cdot (L - d) / L = 120.70.3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} (\sigma_{\min} + \sigma_1) \cdot d \cdot e = 15704.70 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour la 1^{ère} bande est :

$$A_1 = N_{u1} / \sigma_s = 4.64 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \sigma_s = 400 \text{ Mpa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d \times e = 4.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d \times e) \times f_{t28} / f_e = 11.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{S1} = 11.24 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 4 \text{ HA14} = 12.32 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage de la 2^{ème} bande :**

$$\sigma_2 = \sigma_{\max} = 7124.22 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot d' \cdot e = 400.60 \text{ KN}$$

La section d'acier à mettre pour la 2^{ème} bande est :

$$A_2 = N_{u2} / \sigma_s = 10.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d' \times e = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d' \times e) \times f_{t28} / f_e = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = 10.01 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 5 \text{ HA12} = 11.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{S1} + A_{S2} = 12.32 \text{ cm}^2 + 11.31 \text{ cm}^2 = 23.63 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S \leq \min (1.5b_w; 25) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 25\text{cm} \Rightarrow St = 15\text{cm}$$

- **Armatures horizontales :**

D'après le BEAL 91 [1] :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{23.63 \text{ cm}^2}{4} = 5.91 \text{ cm}$$

D'après le RPA 2003 [4].

$$A_H \geq \frac{\bar{V} \cdot s}{z \cdot f_e}$$

$\bar{V}$: effort tranchant, dans la section considérée, égal à $(1.4V_u \text{ calcul})$

$$\bar{V} = 105.41 \text{ KN}$$

s : espacement des cours d'armature

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

$$\text{Soit : } z = h - 2c = 3.18 \text{ m}$$

h : hauteur totale de la section du voile

c : distance d'enrobage

$$A_H \geq \frac{105.41 \times 10^3 \times 150}{3180 \times 400} = 0.12 \text{ cm}^2$$

On adopte **2x3HA12 /ml= 6.79 cm²** avec : **St= 15 cm**

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$V_u = 75.29 \text{ KN}$$

D'après le BAEL 91 [1].

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{75.29 \times 10^3}{20 \times 0.9 \times 320} = 1.29 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

D'après le RPA99 révisé 2024 :

$$\bar{\tau}_b \leq \tau_b \longrightarrow \tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d}$$

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

$$\bar{V} = 105.41$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{105.41 \times 10^3}{20 \times 0.9 \times 324} = \mathbf{1.81 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.84 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec : } \sigma_b = \frac{N_s}{B + (15.A)} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + (15.A)} = \frac{190.14 \times 10^3}{0.32 \times 10^6 + (15 \times 2363)} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Tableau V. 15 : Résultats du ferraillage des voiles.

	Voile « V ₁ »	voile« V ₂ »	voile« V ₃ »
Effort normal (KN)	1337.43	989.18	1184.43
Moments flexion (KN.m)	210.58	193.92	244.34
σ_1 (KN/m ²)	1328.92	12550.83	12070.3
A ₁ (cm ²)	1.45	1.08	4.09
A _{min RPA} = 0.2 % d.e (cm ²)	0.8	0.8	4.28
A _{min BAEL} = (d x e) xft28/Fe (cm ²)	2.1	2.1	11.24
A _{s1} (cm ²)	4.52	4.52	12.32
σ_2 (KN/m ²)	0	0	6896.74
A ₂ (cm ²)	3.65	2.73	9.64
A _{min RPA} = 0.2 % x d'x e (cm ²)	4.4	4.4	2.12

$A_{\min \text{ BAEL}} = (d' \times e) \times f_{t28}/F_e$ (cm ²)	11.55	11.55	5.57
A_{s2} (cm ²)	12.32	12.32	11.31
A_v (cm ²)	16.84	16.84	23.63
A_H (cm ²)	6.79	6.79	6.79
St (cm)	15	15	15
Choix de barres	10HA12+8HA14	10HA12+8HA14	8HA14+16HA12
$A_{s \text{ adp}}$ (cm ²)	23.63	23.63	30.42

V.7.4. Schéma de ferrailage de voile

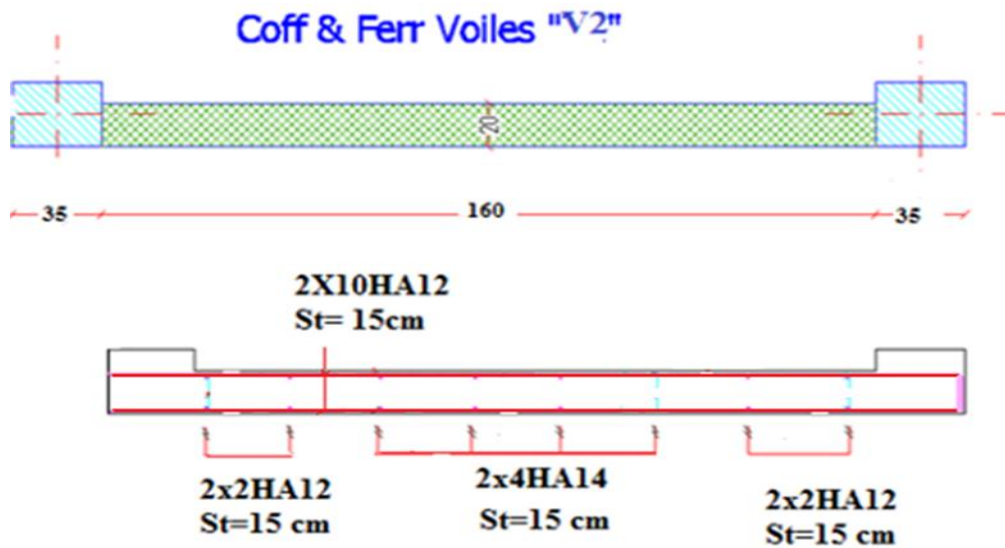


Figure V.9 : Schéma de ferrailage de voiles sens xx.

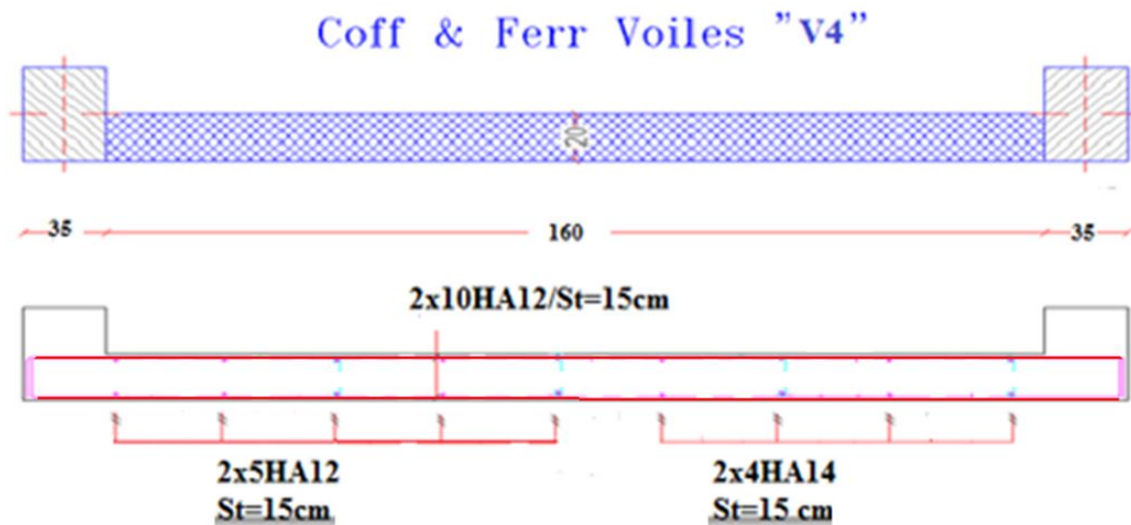


Figure V. 10 : Schéma de ferrailage de voile sens yy.

V.8.Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et armés. Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA2024 qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

En outre que la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA2024 est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA2024 favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI :

Calcul des Fondations

VI.1.Introduction

L'infrastructure est un ensemble d'éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges provenant de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Par conséquent la bonne conception de l'infrastructure de l'ouvrage est une étape primordiale afin de garantir une assise rigide et une bonne répartition des charges au sol, ce qu'assure l'équilibre de la structure.

VI.2. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir ses charges dans le sol suivant l'importance de ces derniers ainsi que la résistance du terrain.

- Les fondations superficielles sont des types de fondation plus adaptées au site dont les couches superficielles possèdent une capacité portante suffisante à l'implantation de l'ouvrage. On distingue des semelles isolées, filantes et des radiers généraux.
- Les fondations profondes et semi profondes sont des types de fondation utiles aux sites présentant une profondeur assez grande du bon sol ou des terrains avec des couches superficielles constituées de rempli avec une faible capacité portante. On distingue des puits et des pieux.

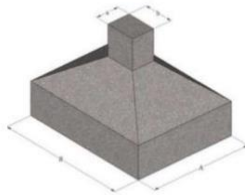


Figure VI. 1 : Semelle isolée.

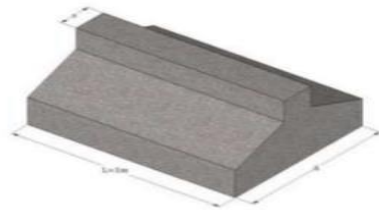


Figure VI. 2 : Semelle filante

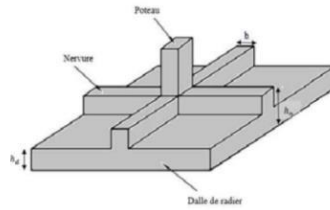


Figure VI. 3 : Radier générale.

VI.3. Justification pour le choix de type de fondation [8]

Le choix de type de fondations dépend de plusieurs paramètres tels que :

- Les caractéristiques de sol.
- Type de la structure.
- La charge transmise au sol.
- L'aspect économique.

VI.3.1. Combinaisons d'actions

D'après la réglementation, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \quad [1]$$

$$\text{D'après le RPA2024 : } \begin{cases} G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_x \\ G + 0.2Q \pm \frac{R}{Q_F} E_y \\ G + 0.2Q \pm 1.4 E_x \\ G + 0.2Q \pm 1.4 E_y \end{cases} \quad [3] \text{ (Art. 5.7)}$$

VI.3.2. Contrainte admissible du sol (Capacité portant

$$\sigma_{adm} (ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} = \mathbf{1.80 \text{ bar}}$$
 (Rapport du sol dans l'annexe 4) Avec :

γ_q : coefficient de sécurité sous les différents états limites

$$\gamma_q = 2 \dots\dots\dots(ELU)$$

$$\gamma_q = 3 \dots\dots\dots(ELS)$$

Donc :

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \rightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} \rightarrow q_u^{reel} = 2 \times \sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 1.8 \text{ bar} = \mathbf{2.7 \text{ bar}}$$

VI.3.3. Choix type de fondation [8]

VI.3.3.1. Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder à une 1^{ère} vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « ROBOT 2014 » (poteau le plus sollicité) → **N_{ser} = 19294.45 KN**

S : Surface d'appui de la semelle = $A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, **$\sigma_{sol} = 1.50 \text{ bars}$** (annexe 4)

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} A$$

Avec,

a ,b : dimensions du poteau à la base.

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.30}{0.40} \times \frac{19294.45}{180}} \cong \mathbf{8.96 \text{ m}}$$

Nous allons procéder à une 2^{ème} vérification concernant l'interférence entre deux semelles. Il faut vérifier que ($L_{min} \geq 1.5 B$) tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

$$\text{On a : } 1.5 B = 1.5 \times 8.96 = 13.44 \text{ m} > L_{min} = 3.10 \text{ m}$$

❖ Commentaire :

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux, autrement dit, les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.3.3.2. Vérification de la semelle filante

On suppose que la force axiale empêchant la superstructure vers les fondations est appliquée au centre de gravité (C.D.G) des fondations. Nous devons vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S_s} \leq \sigma_{sol} \quad \rightarrow \quad S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte de sols **$\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ KN/m}^2$** (annexe 4)

N : effort normale appliqué sur la fondation à l'ELS (**$N = 1238.83 \text{ KN}$**) obtenu par le logiciel « ROBOT 2014 »

S_s : surface de la fondation

Nous allons procéder à une 1^{ère} vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

S_t : la surface totale du bâtiment

S_s : la surface des semelles

La surface totale nécessaire est :

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{896.44}{180} = \mathbf{4.98 \text{ m}^2}$$

$$S_t = 310.42 \text{ m}^2$$

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

$$\frac{5.97}{310.42} = 0.016 = 1.6\% < 50\% \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc l'emploi des semelles filantes est un choix faisable pour l'infrastructure de notre bâtiment.

Axe	N _i (KN)	X _i (m)	N _i *X _i (KN*m)	M _i (KN*m)	ΣN _i (KN)	Σ(N _i *X _i +M _i) (KN*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ _{moy} (KN/m²)	σ _{sol} (KN/m²)	Vérification
1	165.18	0.80	132.14	0.58	3870.75	48758.72	25.35	1.40	-0.08	108.03	180	VER
2	570.88	3.60	2055.17	0.96								
3	535.32	8.05	4309.33	2.99								
4	297.48	11.20	3331.78	0.55								
5	297.37	14.15	4207.79	0.55								
6	535.23	17.30	9259.48	3.00								

Poid-PS+ Remb	734.77	12.275	9019.30	0.00								
---------------	--------	--------	---------	------	--	--	--	--	--	--	--	--

Tableau VI. 4 : Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "G+0.2Q -1.4E_x".

Axe	N _i (KN)	X _i (m)	N _i *X _i (KN*m)	M _i (KN*m)	ΣN _i (KN)	Σ(N _i *X _i +M _i) (KN*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ _{moy} (KN/m ²)	σ _{sol} (KN/m ²)	Vérification
1	7.77	0.80	6.22	6.10	2344.75	29453.53	25.35	1.40	-0.11	65.21	270	VER
2	388.16	3.60	1397.38	3.74								
3	337.66	8.05	2718.16	0.74								
4	71.27	11.20	798.22	1.24								
5	71.06	14.15	1005.50	0.44								
6	337.55	17.30	5839.62	0.88								
7	388.22	21.75	8443.79	3.13								
8	8.29	24.55	203.52	5.55								
Poid-PS+ Remb	734.77	12.275	9019.30	0.00								

VI.4.2. Calcul de la hauteur de la semelle

$$h = d + 0.05$$

$$\text{Avec : } d = \frac{B-b}{4}$$

d : hauteur utile

b : coté du Poteau

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{1.4-0.35}{4} + 0.05 = 0.31\text{m}$$

On prend : **h=35 cm**

VI.4.3. Vérification au poinçonnement [9]

Pour une semelle sous mur, ou bien pour une semelle isolée, la répartition des contraintes, sous la semelle peut être considérée comme uniforme, si nous vérifions la condition de raideur et éventuellement la condition de non poinçonnement.

Pour les semelles continues sous poteaux, nous allons voir que la loi de répartition des contraintes sur le sol est en fonction de la raideur de la semelle.

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux, nous utiliserons la théorie de la poutre sur sol élastique.

On calcule en premier lieu la longueur élastique de la semelle « l_e » :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot B}}$$

I : l'inertie de la semelle.

E : module d'élasticité du béton

B : la largeur de la semelle.

K : le coefficient de raideur du sol.

Lorsque la longueur de la poutre ou l'écartement des charges est tel que :

$$l \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire de poteaux de largeur « a » non négligeable. On pourra admettre la répartition linéaire sur une longueur totale de la semelle.

$$l \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e + a$$

Si l'entraxe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule alors comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

l : plus grande distance entre deux portiques parallèles.

l_e : est la longueur élastique.

a : largeur de poteau.

VI.4.4. Calcul de la poutre de rigidité

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

$$\frac{l}{8} < h < \frac{l}{6} \quad \text{avec} \quad l = 445 \text{ cm (plus grande distance entre deux portiques parallèles)}$$

$$\frac{445}{8} < h < \frac{445}{6} \Rightarrow 55.63 \text{ cm} < h < 74.17 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h = 100 \text{ cm}$$

Donc la semelle de la section en « T » a comme géométrie : $B = 1.4 \text{ m} / b_0 = 0.35 \text{ m} / h = 1.00 \text{ m} / h_0 = 0.35 \text{ m} / d = 0.9 \times h = 0.90 \text{ m}$

$$L_{\max} = 4.45 \text{ m}$$

$$I = 0.052 \text{ m}^4$$

$$E = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$B = 1.40 \text{ m}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot B}} = 3.31 \text{ m}$$

$$a = 0.35 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \times l_e + a = \frac{3.14}{2} \times 3.31 \text{ m} + 0.35 \text{ m} = 5.55 \text{ m}$$

$$4.45 \text{ m} \leq 5.55 \text{ m} .$$

Donc le calcul peut être fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

VI.5. Calcul des sollicitations

D'après RPA2024, le ferrailage à l'ELU (1.35G+1.5Q).

$$q_u = \sigma_{\text{moy ELU}} \times B = 141.54 \times 1.40 = 198.16 \text{ KN/m}.$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy ELS}} \times B = 108.03 \times 1.40 = 151.24 \text{ KN/m}.$$

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en section « T » renversée :

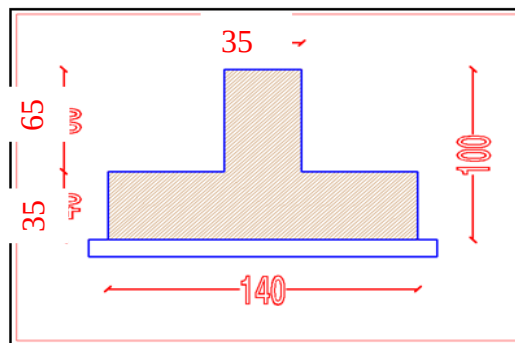


Figure VI. 5 : Coupe de la semelle filante.

Tableau VI. 5 : Résultats du moment maximal.

	ELU	ELS
Q (KN/m)	198.16	151.24
Moment en travée (KN. m)	-99.20	-71.65
Moment en appui (KN. m)	286.62	207.14
Effort tranchant (KN)	312.21	226.05

VI.6. Calcul du ferrailage

1. En Appuis

➤ Ferrailage principal

$$M_{\max} = 286.62 \text{ KN.m} \quad \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa} \quad c = 5 \text{ cm} \quad c' = 5 \text{ cm}$$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times \sigma_b \Rightarrow M_t = 1.40 \times 0.35 \times \left(0.95 - \frac{0.35}{2}\right) \times 14.17 \times 10^3$$

$$M_t = 5381.06 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t > M_{\max}$$

Donc L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 140 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{286.62 \times 10^6}{1400 \times 950^2 \times 14.17} = 0.016 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.020$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) d \Rightarrow Z = 94.24 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \times \sigma_s} = \frac{286.62 \times 10^6}{94.24 \times 348} \Rightarrow A_s = 8.74 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 16.06 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8T12+4T16 ($A_s = 17.09 \text{ cm}^2$).**

➤ Ferrailage de répartition

Puisqu'il existe une poutre de rigidité, qui reprend les différents N_i dans ce sens, seulement des aciers de construction sont nécessaires.

$$A_r = \frac{17.09}{3} = 5.70 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : **6HA12 $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$**

2. Sur travée

➤ Ferrailage principal

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 35 cm et de hauteur $h = 100 \text{ cm}$.

$$M_{\max} = -99.20 \text{ KN.m} \quad \sigma_b = 14.17 \text{ Mpa} \quad c = 5 \text{ cm} \quad c' = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{99.20 \times 10^6}{350 \times 950^2 \times 14.17} = 0.022 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.028$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) \cdot d \Rightarrow Z = (1 - 0.4 \cdot 0.028) \times 95 = 93.94 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{99.20 \times 10^6}{939.4 \times 348} \Rightarrow A_s = 3.03 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{ce}} = 04.01 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T14** ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$).

➤ **Ferraillage de répartition**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité, qui reprend les différents Ni dans ce sens, seulement des aciers de construction sont nécessaires.

$$A_r = \frac{6.16}{3} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : **3HA12** $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 1.00 \text{ m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, et par conséquent on adopte : **2×2T12**

Tableau VI. 6 : Résultats de calcul ce ferraillage.

	M (KN. m)	H (m)	B (m)	b0 (m)	h0 (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix de ferraillage	A _{adopté} (cm ²)
Travée	99.20	1.00	0.35	/	/	3.03	04.01	4T14	6.16
Appui	286.62	1.00	1.40	0.35	0.35	8.74	16.06	8T12+4T16	17.09

➤ **Verification à L'ELS**

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{99.20}{71.65} = 1.38$$

$$\alpha < \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0.44 \quad \text{Alors : } 0.44 \leq 0.65 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$.

➤ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » : (BAEL91) [1]**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec la fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \dots \text{(Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.50 ; 4 \text{ MPa}) = \mathbf{2.50 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{312.21 \times 10^3}{400 \times 950} = \mathbf{0.82 \text{ MPa}}$$

$$0.82 \leq 2.50 \text{ MPa}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{30} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_1 \right) = \min (33.33 ; 35 ; 16) \text{ On adopte } \phi_t = 8 \text{ mm (} \phi 8 \text{)}$$

$$\left(\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \right) \geq \max \left(\frac{\bar{\tau}_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \text{ avec } A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\left(\frac{201 \times 400}{350 \times 150} \right) \geq 1.25 \text{ MPa} \quad 1.53 \text{ MPa} \geq 1.25 \text{ MPa.}$$

VI.7. Schéma de ferrailage semelle filante

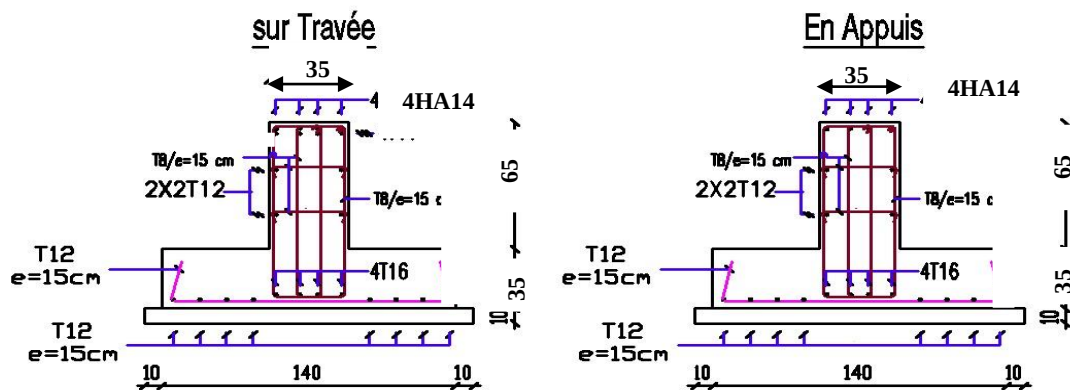


Figure VI. 6 : Schéma de ferrailage de semelle filante.

VI.8. Etude des longrines

Les longrines ont pour rôle de :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI.8.1. Pré dimensionnement

D'après le règlement RPA 2024 (art 10.1.1) [3]

Les longrines auront des dimensions minimales comme :

(25×30) cm²... Sites de catégorie S₂, S₃

(30×30) cm²... Site de catégorie S₄

Notre site est de type ferme S₃, nous adapterons une section de dimensions suivantes (30×30) cm².

VI.8.2. Ferraillage de la longrine

1. A L'ELU

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $F = \pm \alpha(A.I.S).N \geq 20 \text{ KN}$ (RPA 99 ver 2024 Article 10.1.1) [3]

A : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. D'après l'article (RPA Article 10.1.1) [3] :

$\alpha = 0.4$ (site S₃, zone V),

$N_u(\text{max})$: L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$N_u(\text{max})$: **788.96 KN**

$F = 0.4 \times 788.96 \times 0.25 \times 1 \times 1.30 = \mathbf{102.56 \text{ KN} > 20 \text{ KN}}$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{102.56 \times 10^3}{348} = 294.71 \text{ mm}^2 = \mathbf{2.95 \text{ Cm}^2}$$

2. A L'ELS

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$N_{ser} = \mathbf{571.04 \text{ KN}}$

$$\sigma_{ser} = \frac{\alpha(A.I.S).N}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$A_{ser} = \frac{\alpha(A.I.S).N}{\sigma_s} = \frac{0.4 \times (0.25 \times 1 \times 1.30) \times 571.04 \times 10^3}{201.63} = \mathbf{3.68 \text{ cm}^2}$$

Recommandation et section d'armature minimales donnée par de RPA99 v2024 Article 10.1.1) [3] :

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_{\text{ser}}, A_{\min}) = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6T12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)**

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91) [1]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopté}} \rightarrow 0.98 < 6.79 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Espacement**

$$S_t \leq \min(15\phi_l ; 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.2 ; 20 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(18 ; 20 \text{ cm})$$

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

➤ **Armatures transversales**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) [3]

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \leq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8 ($A = 2.01 \text{ cm}^2$).

VI.8.3. Schéma de ferrailage de la longrine

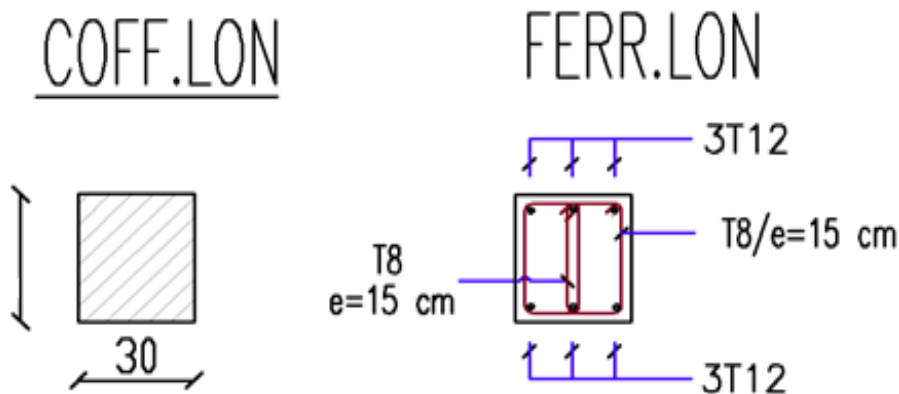


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage de la longrine.

VI.9.Calcul du Mur de soutènement

VI.9.1.Introduction

Un mur de soutènement est un ouvrage (généralement) vertical destiné à maintenir les terres, lorsqu'il existe une différence de niveau entre deux points d'un terrain. Il peut être en maçonnerie ou en béton (armé ou non).

Le mur de soutènement en béton armé est constitué de :

Rideau qui reçoit la poussée des terres et qui est terminé à la partie supérieure par une nervure de raidissement.

Une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage et qui peut déborder en avant du rideau de manière à assurer une meilleure répartition des pressions sur le sol.

Des contreforts régulièrement espacés, qui sont destinés à solidariser le rideau et la semelle et à maintenir ainsi les positions des éléments.

Les forces agissantes sur l'ouvrage :

- le poids propre du mur
- le poids du terrain sur la semelle
- le poids de la surcharge.
- La poussée des terres.

Prédimensionnement du mur de soutènement

Hauteur du mur : $H = 4.85 \text{ m}$

Ancrage : $D = 0.60 \text{ m}$

Couronnement : $C = 0.20 \text{ m}$

Largeur de la semelle : $B = 2.40 \text{ m}$

Patin de la semelle : $A = 0.70 \text{ m}$

Section d'encastrement du voile sur la semelle : $S = 0.40 \text{ m}$

Largeur du talon : $P = 1.30 \text{ m}$

Epaisseur de la semelle : $E = 0.40 \text{ m}$

Les données

- Portance du sol : $\sigma_{sol} = 1.50 \text{ bars}$
- Poids des terres : $\gamma_{terre} = 1.8 \text{ t/m}^3$
- Coefficient de poussée : $K_p = 0.28$

Angle de frottement interne $\varphi = 30^\circ$

$$\delta / \varphi = 1/3$$

$$\Psi = (2 / 3) \varphi$$

Les Calculs préliminaires :

a-Poids du mur : $w = w_1 + w_2$

$$W_1 = \gamma_b \times h_2 \times b_2 = 2.5 \times 0.3 \times 4.45 = 3.33 \text{ t/ml}$$

$$W_2 = \gamma_b \times h_2 \times b_2 = 2.5 \times 0.4 \times 2.4 = 2.40 \text{ t/ml}$$

$$w = W_1 + W_2 = 5.73 \text{ t/ml}$$

Coordonnées des centre de gravité :

$$G1 \quad \left\{ \begin{array}{l} X_{g1} = 0.20 \text{ m} \\ Y_{g1} = 2.15 \text{ m} \end{array} \right. \quad G2 \quad \left\{ \begin{array}{l} X_{g2} = 1.20 \text{ m} \\ Y_{g2} = 0.20 \text{ m} \end{array} \right.$$

Poids prisme de sol:

$$S = 1.8 \times 1.3 \times 4.45 = 10.41 \text{ t/ml}$$

$$G3 \quad \left\{ \begin{array}{l} X_{g3} = 1.75 \text{ m} \\ Y_{g3} = 2.62 \text{ m} \end{array} \right.$$

Force de poussée:

On néglige la butée su l'autre face de la semelle du mur

$$p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_a = \frac{1}{2} \times 1.8 \times (4.85)^2 \times 0.28 = 5.92 \text{ t/ml}$$

$$\text{Composante horizontale : } P_h = P \times \cos \sigma = 5.38 \text{ t/ml}$$

$$\text{Composante verticale : } P_v = P \times \sin \sigma = 1.02 \text{ t/ml}$$

Les coordonnées du point d'application de P :

$$G4 \quad \left\{ \begin{array}{l} X_{g4} = 2.4 \text{ m} \\ Y_{g4} = 1.61 \text{ m} \end{array} \right.$$

La résultante R :

V : composante verticale :

$$V = W_1 + W_2 + S + P_v = 3.33 + 2.4 + 10.41 + 1.02 = 17.18 \text{ t/ml}$$

H : composante horizontale :

$$H = 4.85 \text{ t/ml}$$

$$R = \sqrt{H^2 + V^2} = 18.14$$

Vérification de la sécutité par rapport au glissement :

$$F_g = \frac{V}{H} \tan \psi \geq 1.2$$

$$\Psi = 20^\circ$$

$$F_g = \frac{17.18}{4.85} \times \tan 20 = 1.28 \geq 1.2 \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la sécurité au renversement :

$$F_r = \frac{M_r}{M_m} \geq 1.5$$

M_r : **Moment résistant**

M_m : **Moment moteur**

$$M_m = P_h \times y_g = 5.38 \times 1.61 = 8.66 \text{ t/ml}$$

$$M_r = W_1 \times x_{g1} + W_2 \times x_{g2} + S \times x_{g3} + P_v \times x_{g4}$$

$$M_r = 3.33 \times 0.2 + 2.4 \times 1.2 + 10.41 \times 1.75 + 1.02 \times 2.4 = 24.21 \text{ t/m}$$

$$F_r = \frac{M_r}{M_m} = \frac{24.21}{8.66} = 2.8 \geq 1.5 \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de la sécurité au poinçonnement :

Le poinçonnement du mur s'effectue dans le sol sur la base de la semelle, il faut déterminer le diagramme des contraintes dans le sol sous la semelle.

Il faut déterminer le point de passage de résultants R par rapport au milieu de la semelle (excentrement) (algébriquement ou graphiquement).

$$\overline{AN} = \frac{M_r - M_m}{V} = \frac{24.21 - 8.66}{17.18} = 0.90 \text{ m}$$

$$|e| = \frac{B}{2} - \overline{AN} = \frac{2.4}{2} - 0.90 = 0.3 \text{ m}$$

On compare « e » par au tiers central

$$\frac{B}{6} = \frac{2.4}{6} = 0.4 \geq e = 0.3 \text{ m}$$

La résultants R passe par le tiers central et le diagramme des contraintes dans le sol sous la semelle est trapézoïdal

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 12.52 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 1.78 \text{ t/m}^2$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \leq \sigma_{sol} \quad \text{et} \quad \sigma_{max} \leq \frac{4}{3} \sigma_{sol} \quad \text{et} \quad \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{12.52 + 1.78}{2} = 7.15 \text{ t/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 15 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{cv}$$

$$\sigma_{max} = 12.52 \text{ t/m}^2 \leq \frac{4}{3} \times \sigma_{sol} = 20 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{cv}$$

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 9.83 \text{ t/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 15 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{cv}$$

Ferraillage :

$$Q_u = \frac{1}{2} \times 1.35 \times 1.8 \times (4.45)^2 \times 0.28 = 6.73 \text{ t}$$

$$M_u = \frac{h}{3} \times Q_u = \frac{4.45}{3} \times 6.73 = 9.98 \text{ t.m}$$

La section étudiée est soumise à la flexion composée pratiquement le poids propre des parois peut être négligé et nous pouvons calculer la section comme si elle est soumise à la flexion simple
 $A_s = 12.31 \text{ cm}^2$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12.31}{4} = 3.077 \text{ cm}^2$$

:

$$\frac{1.35 \times (0.45 \times 1.67 \times 0.40) \times 10000}{1000 \times 400} = 0.0101 \text{ Mpa}$$

Section d'encastrement du consol AB :

$$M = 16440 \times 0.234 = 3846.96 \text{ N.m}$$

$$A_s = 0.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\tau_u = \frac{Q_u}{b \times d} = \frac{16440.00}{1000 \times 270} = 0.06 \text{ Mpa} \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

Section d'encastrement de la consol CD :

$$M = 25515.00 \times 0.410 = 10448.39 \text{ N.m}$$

$$A_s = 1.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\tau_u = \frac{Q_u}{b \times d} = \frac{25515.00}{1000 \times 270} = 0.09 \text{ Mpa} \leq 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

VI.10. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure le type de fondation choisie est les semelles filantes.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul. En effet, on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul a extrêmement facilité la conception et le calcul des structures. Ces logiciels peuvent même déduire les sections d'acier nécessaires selon les instructions des règlements prédéfinis dans leur base de données. Le calcul manuel réalisé durant notre travail est effectué juste pour mettre en évidence les compétences théoriques accusées pendant notre parcours de formation.

Ce travail nous a permis alors d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus d'un part et de maîtriser l'utilisation de logiciels Autodesk ROBOT qui est très pratique pour les bâtiments de l'autre part.

A travers l'étude de notre projet de fin d'étude, on peut conclure par les points suivants :

- La modélisation doit, autant que possible, contenir tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement plus proche de la réalité.
- L'existence des voiles dans la structure permet la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux moins sollicitées. Par conséquent, un ferrailage avec le minimum exigé par RPA.
- La disposition adéquate des voiles joue un rôle major sur la stabilité de la structure vis-à-vis le séisme.
- Pour l'infrastructure, la semelle filante est le type de fondation le plus adéquat pour certains cas, surtout ceux similaire à la structure de notre étude.

Liste des références

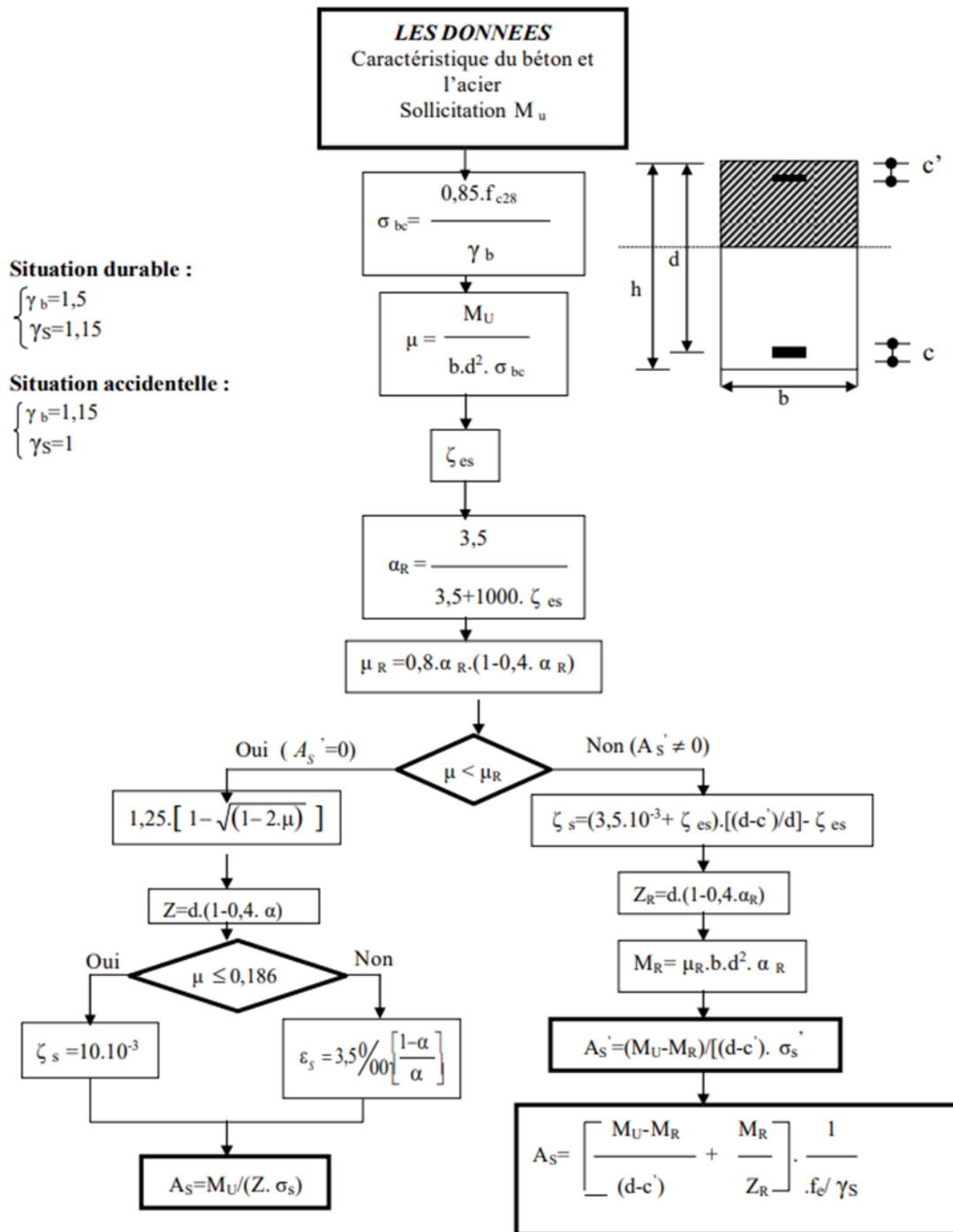
- [1] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91modifié 99**.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes **RPA2024**
- [3] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA93**
- [4] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique règlementaire **DTR B.C.2.2**
- [5] KARKAB Chaïma et BOUZELIFA Romaïssa (Etude d'un bâtiment en béton armé (R + 5) avec Contreventement mixte) 2024-2025
- [6] mémoire de fin d'étude 2023 BENZAYED MEHDI
- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2027.
- WORD 2016.
- AUTO CAD 2008.

ANNEXES

ANNEXE 1

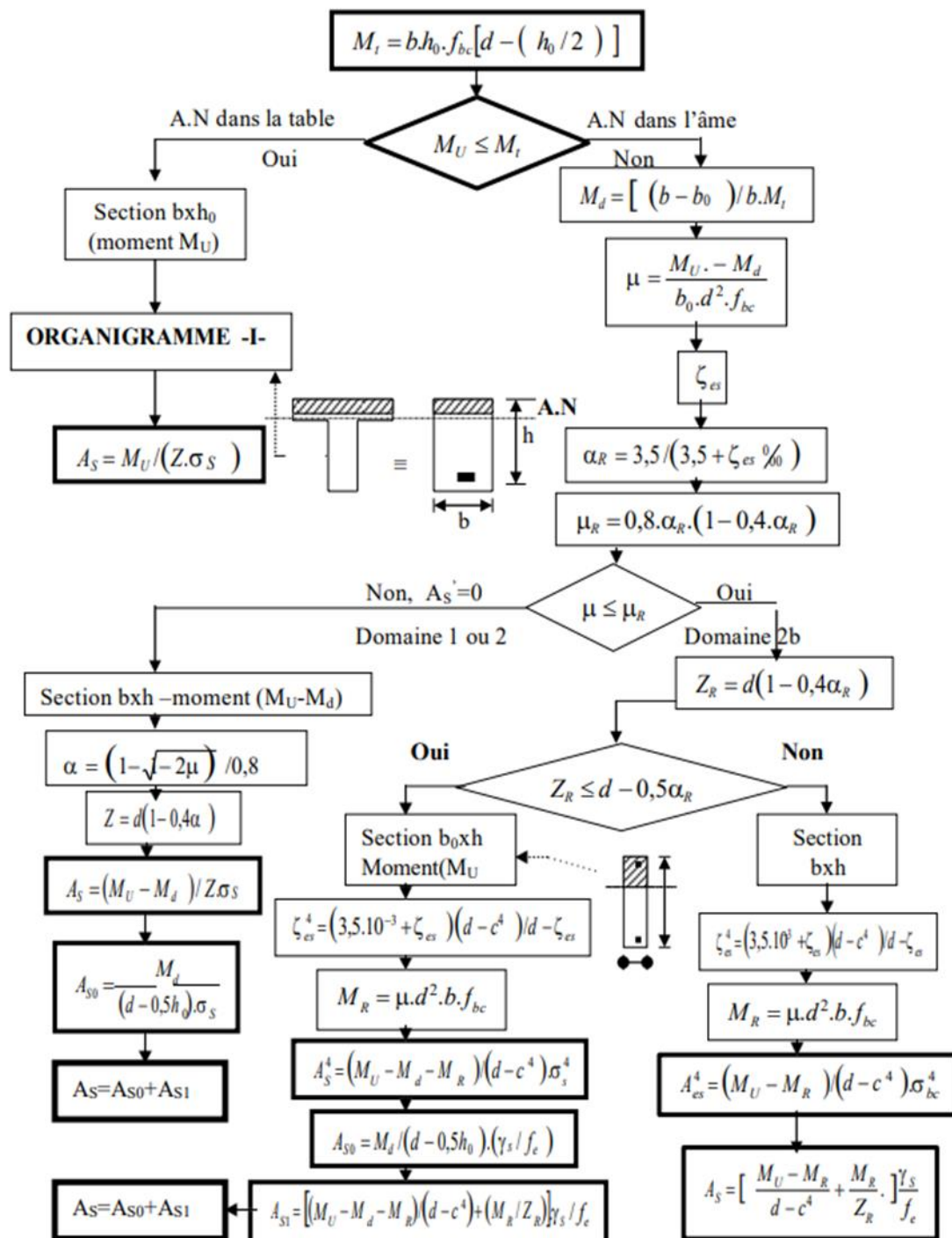
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



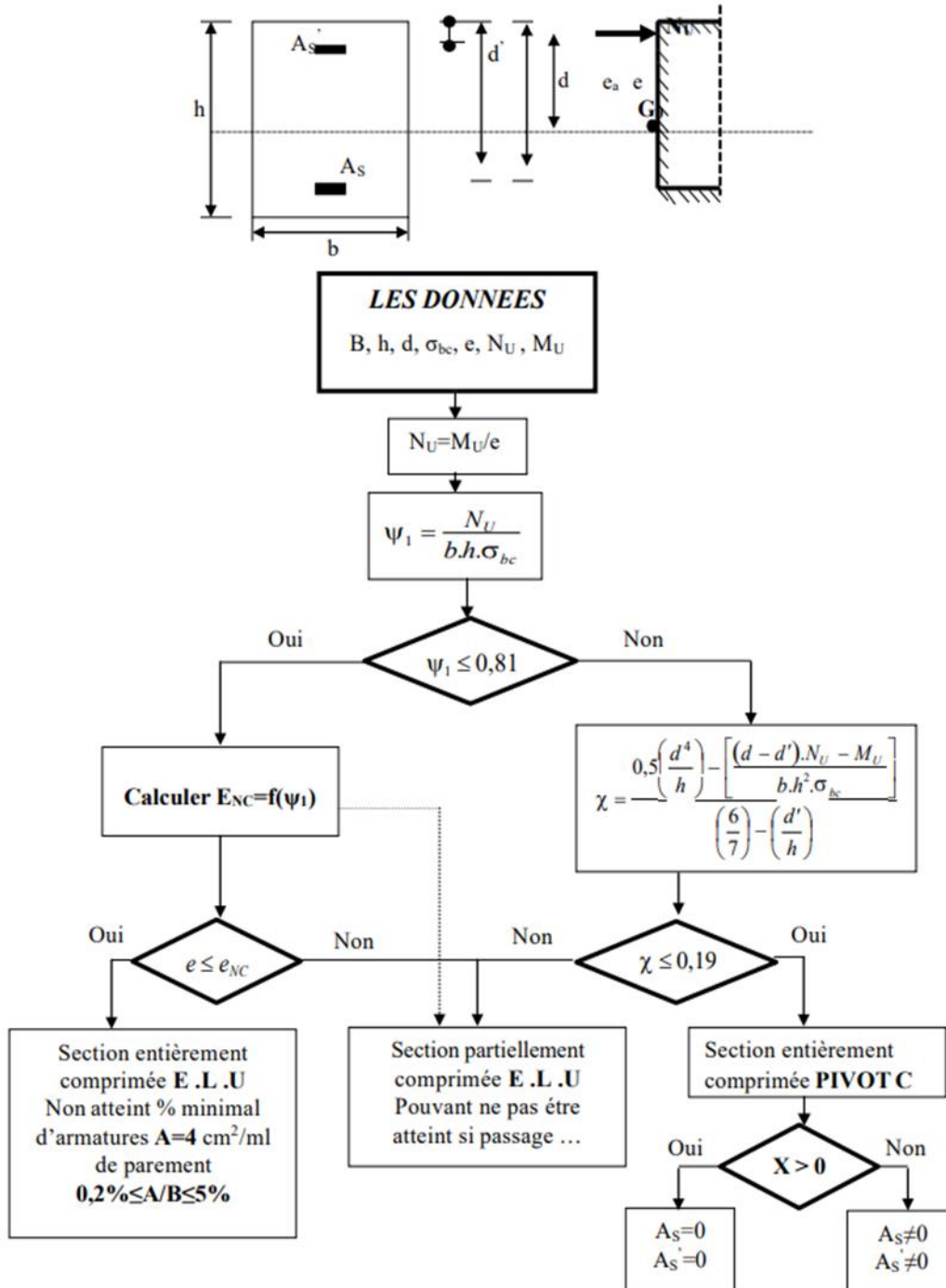
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN Tê-A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



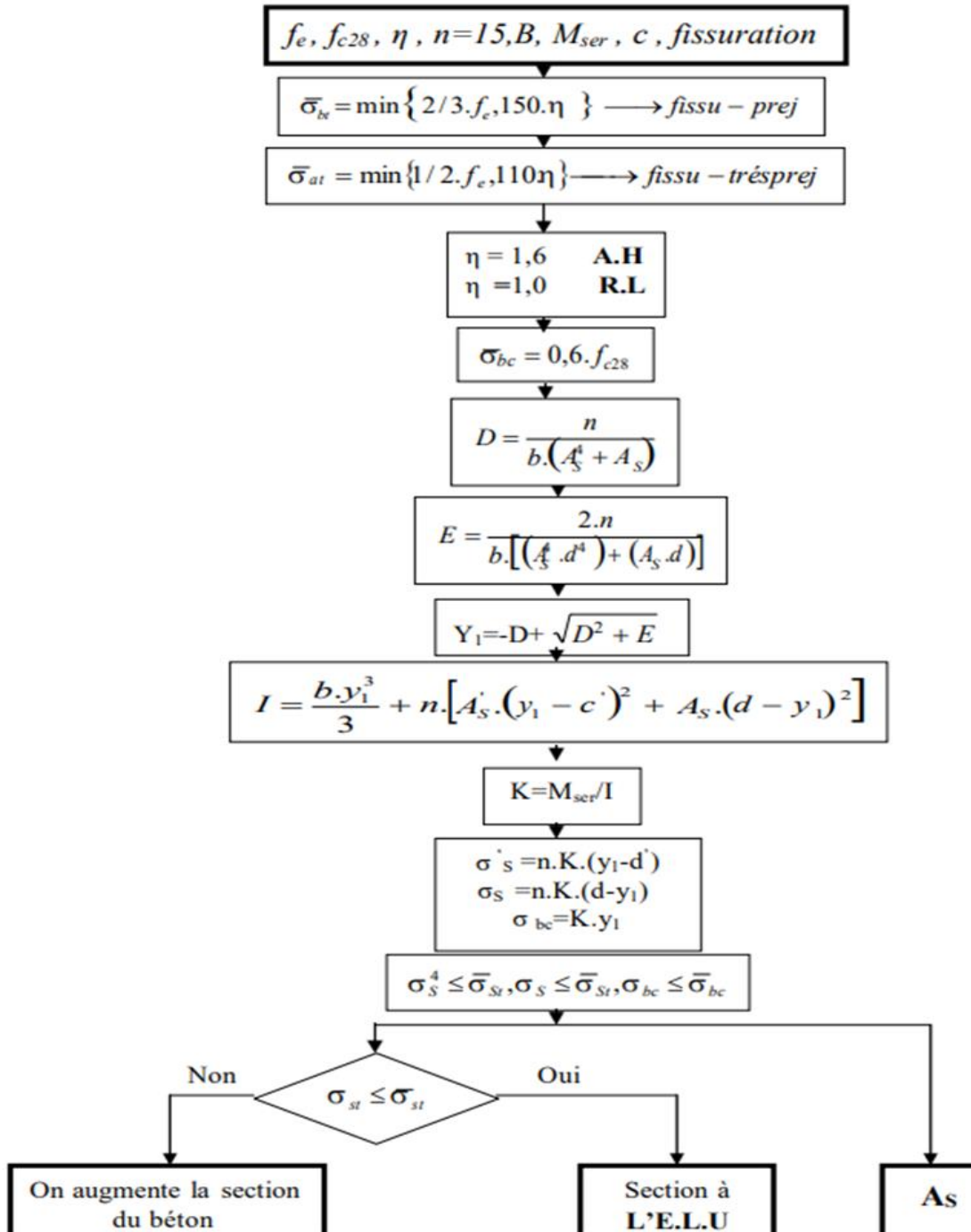
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

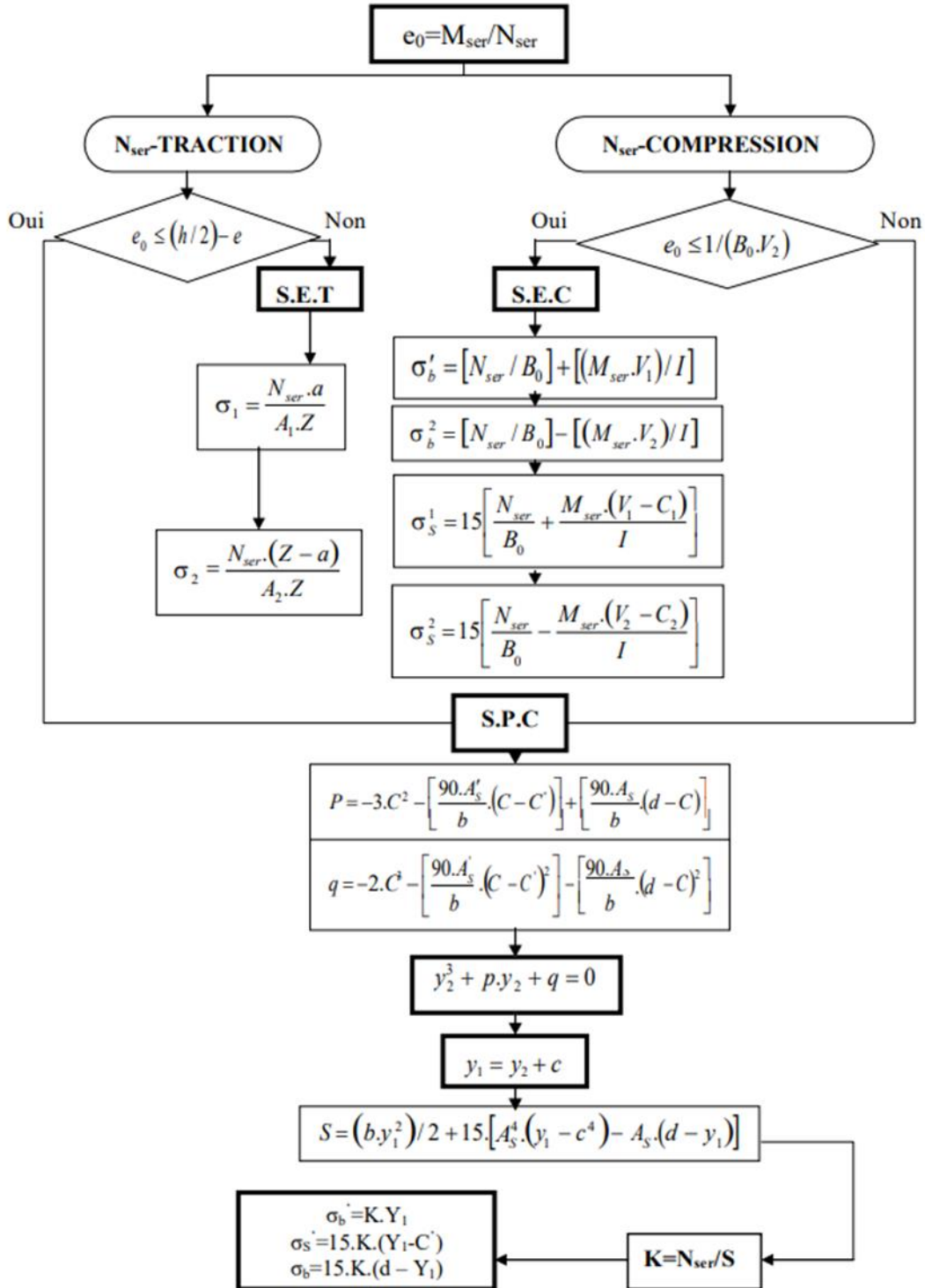


ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

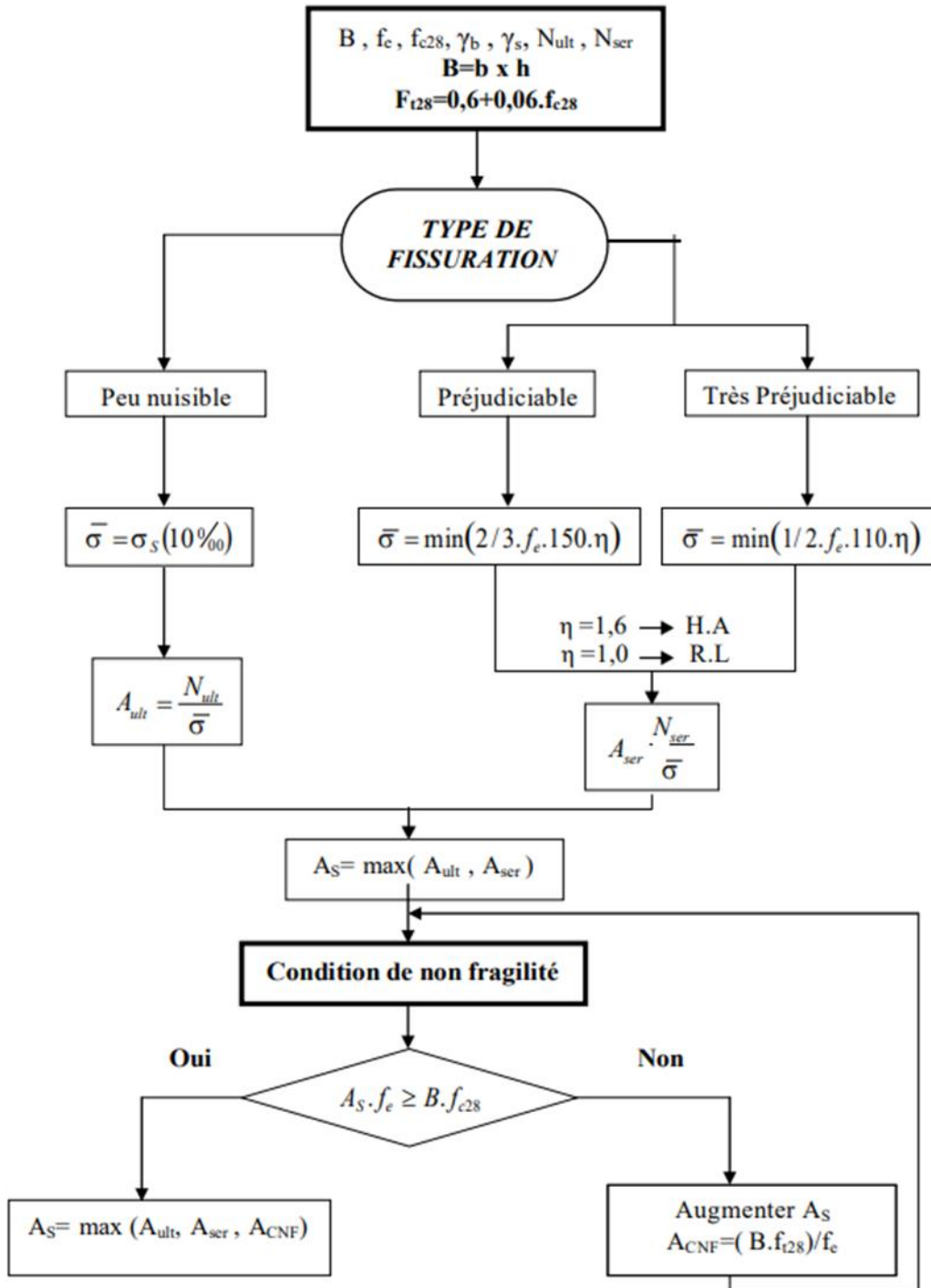


ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE AL'E.L.S



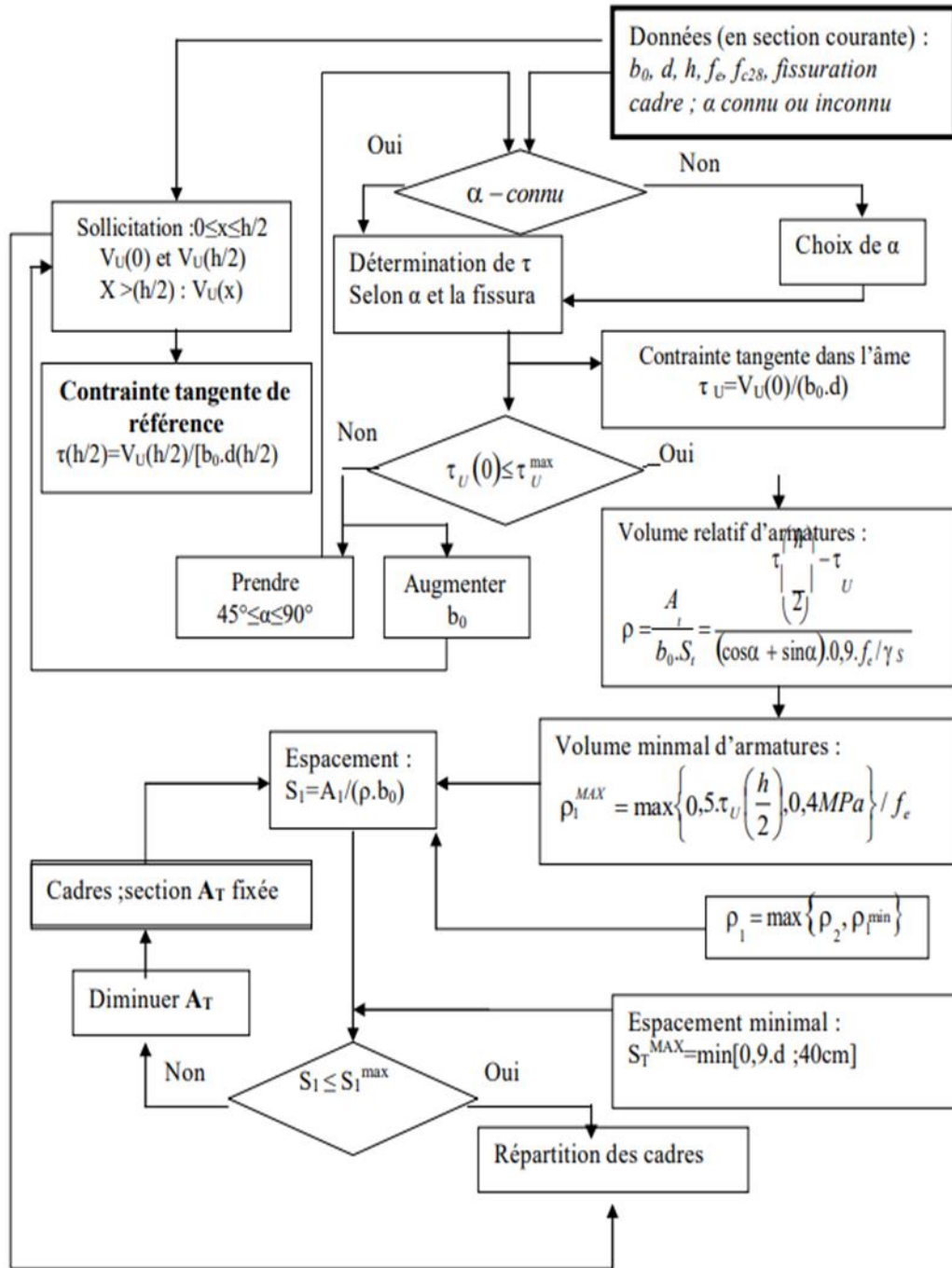
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Φ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

ANNEXE 2



MINISTÈRE DE L'HABITAT, DE L'URBANISME ET DE LA VILLE

المخبر الوطني للسكن والبناء

LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION

E.P.E./S.P.A. AU CAPITAL DE 100.000.000 DA - R.C. 1998/0102-05/08

Direction régionale Est

UNITE : BOUIRA

Rapport d'étude géotechnique

N° DOSSIER : 54/ES/2021

PROJET : 100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIF LPL A SIDI MEROUANE- MILA

CLIENT : O.P.G.I MILA

SITE : SIDI MEROUANE-MILA

DATE : 14/08/2021

Adresse : Cité 1100 Logts- Tour N° :07-Bouira

Tél: 026 73 62 25 Fax: 026 73 62 24 /23 E-Mail: lhcc_bouira@yahoo.fr

Version : 00



Avril
2021

I. INTRODUCTION :

Suite à la demande de l'OPGI de MILA, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de BOUIRA, a entrepris l'étude de sol du terrain devant servir d'assise au projet **100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS LPL à SIDI MEROUANE WILAYA DE MILA.**

L'objectif défini à l'intervention du laboratoire LNH BOUIRA est l'étude géotechnique du site du projet en vue d'établir le mode de fondation adéquat.

Des travaux de reconnaissances géotechniques matérialisés par les essais in situ (sondages carottés y compris pose piézométrique, sondage pressiométrique, et pénétromètre dynamiques lourd et une campagne des essais au laboratoire) ont été effectués.

II. DESCRIPTION DU SITE :

➤ SITUATION :

Le projet en question se trouve dans la commune de Sidi Merouane à la wilaya de Mila, il est localisé à côté des habitations individuelles, les limites sont matérialisées comme suit :

- Au Nord ; par une voie menant vers la commune de SIDI MAROUANE.
- Au Sud ; par des bâtiments en R+5.
- A l'Ouest ; par école primaire en cour de réalisations.
- A l'Est ; par une route nationale menant vers Grarem GOUGA.

SIDI MEROUANE- MILA



Fig.01 : Situation du projet
(Photographie satellite du 10/08/2021-Source Google MAPS)

➤ Topographie du site :

La visite du site que nous avons effectué nous a permis de constater que le terrain attribué pour l'étude présente une topographie inclinée, leur dénivellée orienté vers l'Est, et remblayée presque dans sa moyenne superficie d'une épaisseur allant de 0.30 mètre à 2.00 mètre.

III. GEOLOGIE:

> Géologie de la région:

La région du Mila, se situe dans le domaine tellien. Elle est caractérisée par la diversité de ses faciès géologiques ainsi que par sa complexité structurale.

La région d'étude fait partie des nappes telliennes une grande unité qui s'étend sur une superficie de 68,3km² environ. Elle se constitue principalement par quatre niveaux :

Le premier niveau : il est formé par des alluvions récentes qui couvrent le lit majeur de l'Oued Bousslah en amont comme en aval. Leur épaisseur est considérable puisqu'elle varie entre 0,5 et 1 mètre.

Le deuxième niveau : c'est du quaternaire récent qui est très étendu puisqu'il s'étale sur une vaste partie de ce bassin. Il forme la terre arable qui est à la base de sa richesse agricole. Il recouvre également des formations de pentes et des alluvions plus anciennes.

Le troisième niveau : il s'est constitué essentiellement sur les formations du Mio-pliocène continental. On y trouve des argiles, des conglomérats variés qui contiennent parfois des débris du calcaire lacustre. Ce niveau coiffe les terres élevées du col de Ferdjouda et le replat de Mechta Draa El Amr.

Le quatrième niveau : il présente des marnes grisâtres renfermant des boules jaunes. Il est adossé à la nappe tellienne de Djemila et étroitement localisée à la Mechta Beni Oukdene.

IV. SISMICITE DE LA REGION

Après le séisme de 21 mai 2003 de **Zemmouri**, le Centre de Recherche appliqué en Génie Parasismique (CGS) a établi une nouvelle carte de zonage sismique (**Figure 02**).

- **Zone 0** : Région à sismicité négligeable
- **Zone I** : Région à sismicité faible
- **Zone II a** : Région à sismicité moyenne
- **Zone II b** : Région à sismicité moyenne
- **Zone III** : Région à forte sismicité.



Figure 02 : Nouvelle carte de zonage ; Règles Parasismiques Algériennes version 2003
Après le séisme de boumerdes

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la wilaya de **Mila** est classée comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), selon le R.P.A 99 (Règles Parasismiques Algériennes) version 2003.



V. TRAVAUX DE RECONNAISSANCE

1- Phase de reconnaissance préliminaire :

Une visite du site a été effectuée dans le but de faire un constat des lieux-axé principalement sur les aspects suivants (la nature superficielle du terrain, la végétation, la présence des remblais, des talwegs, l'accessibilité du terrain à nos moyens d'investigation...) qui peuvent nous être utiles pour le choix du dispositif d'investigation le mieux approprié pour le projet.

2- Phase d'intervention in-situ :

2-1 : Sondages carottés :

Afin de reconnaître la nature du sol en place, nous avons effectués cinq (05) sondages carottés de quinze mètres linéaires (15.00m) de profondeur pour chacun, dont la description visuelle, nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes :

Sondage 01

De 0.00-0.50 m : Argile noirâtre ;

De 0.50-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Sondage 02

De 0.00-0.80 m : Remblais ;

De 0.80-3.20 m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 3.20-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Sondage 03

De 0.00-0.50 m : Remblais ;

De 0.50-1.80 m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 1.80-3.00 m : Argile sableuse de couleur beige ;

De 3.00-14.50 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse)

De 14.50-15.00 m : Marnes de couleur beige verdâtre carbonatée.

Sondage 04

De 0.00-2.50 m : Remblais ;

De 2.50-8.00 m : Argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonates de couleur beige avec intercalation de blocs de grès entre 6-7.70 mètre ;

De 8.00-10.50 m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 10.50-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse) ;

Sondage 05

De 0.00-1.00 m : Argile noirâtre ;

De 1.00-3.80 m : Argile plus ou moins graveleuse riche en carbonates de couleur beige avec intercalation de blocs de grès entre 3.10m et 3.80 mètres ;

De 3.80-12.00 m : Argile de couleur beige brune avec présence des concrétions de carbonates ;

De 12.00-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Les sondages réalisés, ont permis de mettre en évidence une nature lithologique constituée d'une assise alluvionnaire récupérée sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse), surmontée d'une couche d'argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonates de parfois intercalé par de blocs de grès. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de remblais d'épaisseurs variables allant de 0.50 mètre jusqu' 2.50 mètre mettant en relief par des sondages SC01 ; SC02, SC03, SC04 . (Voir les logs du sondage ci-joint en annexes).

$$\overline{E_p} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n (h_i | E_{pi})}$$

Avec :

h_i : l'épaisseur de la couche i .

Il en ressort ;

- Une pression limite 9.83 bar $< P_l < 20.52$ bar
- Un module pressiométrique 87.36 bar $< E_p < 533.06$ bar.

Ce qui indique que le sol ferme, classé en catégorie **S3 (sol meuble)**, selon la classification du RPA 2003.

VIII. FONDATIONS DE STRUCTURE :

Considérant la nature du sol rencontré, nous recommandons l'utilisation de fondations superficielles. Deux (02) types de méthode de calcul de la capacité portante ont été développés dans le cadre du présent projet:

- La méthode de calcul à partir des résultats d'essais in situ, c'est-à-dire à partir des essais à la pénétration dynamique et l'essai pressiométrique (PDL & SP).
- Les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement à court terme (méthode classique, dite méthode « c-φ »).

A- Capacité portante des fondations :

☐ Calcul de la capacité portante à partir des essais pénétration dynamique :

Selon le D.T.U 13.12, la contrainte limite de calcul q_L pour une fondation superficielle est obtenue par la formule empirique suivante :

(D.T.U 13.12 : Règle pour le calcul des fondations superficielles)

$$q_L = \frac{R_p}{(5 \text{ à } 7)}$$

De cette formule décrite ci-dessus, nous pouvons estimer la contrainte admissible pour une fondation superficielle par la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{q_L}{F_s}$$

Avec : F_s (coefficient de sécurité) égale à 3

En tenant compte des valeurs de résistance en pointe R_p enregistrées sur l'ensemble des essais réalisés au niveau du site, nous avons pris pour le calcul de la capacité portante des sols en place et cela pour plus de sécurité une résistance minimale de pénétration dynamique R_p égale à 38.00bars. Pour cette valeur, la contrainte admissible est de l'ordre de 1.80 bars pour des fondations superficielles d'ancrage $D=2.00m$.

☐ Calcul de la capacité portante à partir des essais pressiométrique :

La capacité portante q_u d'un sol pour une fondation superficielle est déterminée selon l'annexe B1 du fascicule 62, titre V, suivant la formule ci-après :

$$q_u = q_0' + K_p \cdot P_{le}'$$

X. CONCLUSION :

Le terrain retenu pour Le projet **100 logements publics locatifs LPL** sise à Sidi Merouane-Mila, est constituée d'une assise alluvionnaire récupérée sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse), surmontée d'une couche d'argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonatés de parfois intercalé par de blocs de grès. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de remblais d'épaisseurs variables allant de 0.50 mètre jusqu' 2.50 mètre mettant en relief par des sondages.

L'ensemble des résultats pénétrométrique, indiquant un sol homogène de point de vu résistance, Les valeurs de la résistance en pointe sont généralement appréciable à partir de premier mètre de profondeur dans l'ensemble. Avec des refus enregistrés attendre en faible profondeur entre 0,4 et 1,0 mètre.

Les résultats des essais *In situ* de type préssiométrique, montrent clairement que le terrain d'assise présente un bon état de compacité, avec des valeurs de pression limite *Pl* s'amélioré progressivement en fonction de la profondeur.

L'interprétation des essais de laboratoire montre que des échantillons testés présentent les caractéristiques géotechniques suivantes : un sol moyennement dense ; détrempé, peu plastique, moyennement compressible et a une tendance au gonflement.

Les analyses chimiques sommaires ont été effectuées afin de déterminer l'agressivité du sol, sur l'échantillon prélevé de la profondeur au droit de sondage réalisé, ont révélés un sol dans sa majeure partie comme non agressif

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la région **Mila** appartient à la zone **Ila**, indiquant une sismicité moyenne.

Selon le RPA99/2003, le site étudié peut être classé en fonction de ses propriétés mécaniques déduites des résultats des essais in-situ et lui confèrent un classement S3, sol meuble

- Compte tenu de la nature de sol, du type de projet et des résultats des investigations *in situ* et au laboratoire, nous vous suggérons d'opter pour :

Des fondations superficielles, adapté au type du projet en question, ancrées à environ **2.00m** de profondeur par rapport à la cote des terrassements généraux, en dépassent toute épaisseur des remblais éventuels.

-La contrainte admissible à prendre dans le calcul est de l'ordre de **1.80 bars**.

-Le tassement des fondations de la largeur **B=2.00 m** est resté acceptable pour une contrainte de calcul de **1.80 bars**.

RECOMMANDATIONS :

Compte tenu des caractéristiques géotechniques des formations superficielles et leur sensibilité à l'eau, les pentes abruptes que présente le site, ainsi que le caractère gonflant du sol, nous proposons les recommandations suivantes :

- ✓ Tout ancrage doit se faire en dépassant la couche de l'argile noirâtre