

Centre Universitaire AbdelhafidBoussouf Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de SciencesetTechnologie



N°Ref:.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme de

MASTER

Spécialité: Génie Civil

Option : Structures

**Etude d'un bâtiment (R+5) à usage
D'habitation en zone sismique.**

Réaliser par:

- Bouceder Oussama
- Boulesnane Abdelfettah

Soutenu devant le jury:

Président

Mr. Lecheheb Mostafa

Examineur

Mr. Kitchah Fathi

Promotrices

Mlle. Drouna karima

Mlle. Sahnoune Sara

Année universitaire 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

**Mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin pour atteindre ce stade de formation.*

** A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.*

**A mes très chers frères et sœurs Zaki, Azouz, Faissl, Karim, Abdelkader, Bila, Oussama
Abla, Khawla, Chaima*

**Tous les amis sans exception*

**Tous ceux qui nous ont aidés dans la réalisation de ce projet.*

**Toute la promotion année scolaire 2020/2021*

oussama





Dédicace

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin,
ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant
toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci
mes parents.*

** A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.*

**A mes très chers frères et sœurs Adel, Houssam, Djamel,hossyen, ridha , ayoub, rouger
Chaima,Hanane,Razika,karima,Saliha,Anissa,Bassma*

** A toute ma famille sans exception.*

**A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire.*

** Enfin à tous ceux qui nous sont très chers*

fattah





Remerciement

Nous remercions en premier lieu notre dieu qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail

Nous tenons à remercier nos très chers parents pour leurs soutient, nous remercions notre encadreur monsieur DROUNA KARIMA pour ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous remercions tous les enseignants durant notre formation.

Nous tenons à remercier tout ceux qui de loin où de près ont contribué à finaliser ce modeste travail.



Liste des symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.
A_n	Coefficient de minoration
B	Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section réduite du béton.
C	Centre de flexion, Amortissement.
C_d	Coefficient de pression dynamique.
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur.
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur.
C_{frj}	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
D_i	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj}	Module de déformation différée du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité
FP	Fissuration préjudiciable.
FPN	Fissuration peu nuisible.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement.
G₀	Module initial de cisaillement.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.
I	Moment d'inertie.
I_e	Inertie équivalente.
i	Inertie du linteau
I_l	Inertie des voiles longitudinaux.
I_t	Inertie des voiles transversaux.
j₀	Inertie polaire.
K	Rigidité.
K_s	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.

M_{ap}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.
N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
N	Nombre de niveaux.
P, W	Poids
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
Q	Densité de charge répartie.
R	Réaction.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
S_t	Espacement entre armatures.
SSI	Interaction Sol-Structure
T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée
d	Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
a	Côte du poteau carré.
b	Largeur de la poutre .
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{ej}	Résistance à la compression .
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	Limite élastique de l'acier.
l_f	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique,
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre pour le béton .
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé
ε_b	Déformation relative de l'acier tendu .
η	Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif
λ	Coefficient d'élancement.
μ_r	Moment résistant.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contrainte de compression de béton.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de service du béton

σ_s	Contrainte dans l'acier.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte limite de service de l'acier.
σ_{s10}	Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10‰.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
Φ_1	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.

SOMMAIRE

Introduction générale

CHAPITRE 01:PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1.1 Présentation de l'ouvrage	1
1.2 Le bâtiment à la dimension suivante ;	1
1.2.1 Dimensions en élévation.....	1
1.2.2 Dimensions en plan	1
1.3 Ossature de l'ouvrage	1
1.3.1. Plancher	2
1.3.2. Escalier	2
1.3.3. Maçonnerie	2
1.3.4. Acrotères.....	2
1.3.5. Fondation	3
1.4. Caractéristiques des matériaux	3
1.4.1. Le béton	3
1.4.2. Les aciers	7
1.5. Hypothèse de calcul.....	8
1.6. Les actions et sollicitations	9
1.6.1. Les actions permanentes (G)	9
1.6.2. Les actions variables (Q)	9
1.6.3. Les actions accidentelles (Fa).....	9
1.7. Normes et règlements	10
1.7.1. La règle BAEL91[1]	10
1.7.2. La règle (RPA99, 2003).....	10
1.8. Logiciels utilisés	10

CHAPITRE 02 :PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2.1 Pré dimensionnement des planchers	11
2.1.1. Dalle à corps creux	11
2.1.2. Planchers à dalle pleine (balcon)	12
2.2 Acrotère	13
2.3 Pré-dimensionnement des voiles	14
2.4 Pré-dimensionnement des poutres	15
2.4.1 Les poutres principales	15
2.4.2 Les poutres secondaires	16
2.5 Pré dimensionnement des escaliers	16
2.5.1 Type 01 : escalier droite à paillasse adjacent de deux volés.	17
2.5.2. Type 02 : Escalier droite de trois volés	20
2.6 Evaluation des charges	21
2.7 Pré dimensionnement des poteaux	27
2.7.1 Dimensions des poteaux	27
2.8 La descente des charges.....	28
2.8.1. Surcharges différentes selon la loi de dégression.....	28
2.8.2. Vérification la section adoptées pour le poteau (Après les conditions de RPA 99/V 2003 Art 7.4.1	32

CHAPITRE 03 :CALCUL ET FERRAILLAGE DES ELEMENT SECONDAIRES

3.1. Etude de l'acrotère	34
3.1.1 Evaluation des charges et surcharge	34
3.1.2 Calcul des Sollicitations	35
3.1.3 Calcul des l'excentricité	36
3.1.4 Le ferrailage et Vérification	36
3.2 Etude des balcons	41
3.2.1 Evaluation des charges	41
3.2.2 Sollicitation de calcul	42
3.2.3 Calcul de ferrailage.....	42

3.2.4 Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A. 5. 1.2.1.1)	43
3.3 Etude et ferrailage des escaliers	45
3.3.1. Calcul de ferrailage.....	46
3.4 Etude de la poutre palière	63
3.4.1. Pré dimensionnement de la poutre palière.....	64
3.4.2. Evaluation des charges	65
3.4.3. Ferrailage de la poutre palière à la flexion	66
3.4.4 Vérification de l'effort tranchant(CBA93 A.5.1.2.1.1) [3]	67
3.4.5 Espacement des armatures transversales	68
3.4.6 Section minimale d'armature d'âme At)	68
3.4.7 Vérification des contraintes à ELS	68
3.4.8 Vérification de la flèche	69
3.5 Etude Des Planchers	69
3.5.1 Calcul des poutrelles.....	70
3.5.2 Calcul le moment et l'effort tranchant.....	72
3.5.4 Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible):	76
3.5.5 Vérification de l'effort tranchant : CBA93 A 5 1 2 1 1) [3].....	78
3.5.6 Disposition des armatures dans la poutrelle (terrasse inaccessible)	80
3.5.7 Calcul les moments et les efforts tranchants (RDC +étage courante)	81
3.5.9 Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible):	84
3.5.10 Disposition des armatures dans la poutrelle (terrasse inaccessible)	88
3.5.11 Vérification de la flèche	88
3.5.12 Ferrailage de la dalle de compression	90

CHAPITRE 04 :ETUDE SISMIQUE DU BATIMENT

4.1. Description du logiciel Robot :	91
4.2. Objective de l'étude sismique.....	91
4.3. Choix de la méthode de calcul.....	92
4.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	92
4.5. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique	93
4.6. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale.....	93
4.7. Classification du site.....	95
4.7. Méthode statique équivalente	97

4.7.1 Etapes de la méthode statique équivalente	97
4.8 Calcul de la force sismique totale	99
4.9. Facteur d'amplification dynamique moyen D	100
4.10. Coefficient de Comportement Global de la Structure R :	101
4.11. Calcul De La Force Sismique Totale	107
4.12. Vérification de la résultante des forces sismiques :	109
4.13. vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	110
4.15 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble	114
4.15.1. Vérification au renversement :	114
4.15.2. justification vis à vis l'effet P- Δ :	116

CHAPITRE 05 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1. Ferrailage des poutres	117
5.1.1 Recommandations du RPA99/2003	118
5.1.2 Étude des poutres principales P.P (30×40) cm^2	119
5.1.3 Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)	124
5.1.4 Poutre secondaires	125
5.1.5 Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)	129
5.2 Ferrailage des poteaux	130
5.2.1 Les Combinaisons de calcul	131
5.2.2 Recommandation du RPA99/version 2003	132
5.2.3 Le ferrailage des poteaux (30×40)	132
5.3.3.1 Les Sollicitations	132
5.2.4 Le ferrailage	132
5.3 Ferrailage des voiles	139
5.3.1 Rôle de contreventement	139
5.3.2 Avantages des voiles	139
5.3.3 Combinaisons des actions	140
5.3.4 Recommandations du RPA99	140
5.3.5 Le ferrailage des voiles de sens longitudinales	142

CHAPITRE 06 :ETUDEDES FONDATIONS

6.1. Rôle de fondations	146
6.2.Facteur de choix du type de fondation.....	147
6.3. Choix de type de fondation.....	147
6.4. Type des fondations	147
6.4.1. Fondations superficielles	148
6.4.2. Fondations profondes	148
6.5. Contrainte admissible du sol.....	149
6.6. Pré dimensionnement des semelles isolées	149
6.7. Pré dimensionnement de la semelle filante	154
6.8.Calcul de la longrine.....	157
6.8.1. Pré dimensionnement	157
6.8.2. Ferrailage de la longrine	157
6.8.3. Disposition des armatures dans la longrine	158

Conclusion générale

Références bibliographiques

Liste des tableaux

CHAPITRE 02:PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau2. 1 Charge permanente et exploitation de l'acrotère.....	14
Tableau2. 2 Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	21
Tableau2. 3 Évaluation des charges dans le plancher terrasse accessible	22
Tableau2. 4 Évaluation des charges du plancher étage courant	22
Tableau2. 5 Évaluation des charges du balcon.....	23
Tableau2. 6 Évaluation des charges du balcon.....	23
Tableau2. 7 Évaluation des charges de la paillasse type	24
Tableau2. 8 Évaluation des charges de la plier type 1.....	25
Tableau2. 9 Évaluation des charges de la paillasse type 2(Volé 1 et Volé 3)	25
Tableau2. 10 Évaluation des charges du palier type 2(Volé 1 et Volé 3)	26
Tableau2. 11 Évaluation des charges de la paillasse type 2(Volé 2).....	26
Tableau2. 12 Évaluation des charges du palier type 2 (Volé 2)	27
Tableau2. 13 Les charges d'exploitation	29
Tableau2. 14 Efforts normaux par la descente des charges.....	30

CHAPITRE 03: CALCUL ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau 3.1 Les résultats de ferraillement d'escalier à trois volées	48
Tableau 3.2 Les résultats de ferraillement d'escalier à deux volées	57
Tableau 3.3 Sollicitation du calcul	65
Tableau 4.4. ferraillement de poutre palière a la flexion	67
Tableau 3.5 Vérification de la contrainte	68
Tableau 3.6 Les charges	71
Tableau 3.7 Sollicitation max du calcul	76
Tableau 3.8 Ferraillement des poutrelles (terrasse inaccessible) sur travée et appui	78
Tableau 3.9 vérification la contrainte compression du béton	80
Tableau 3.10 vérification la contrainte traction de l'acier	80
Tableau 3.11 Sollicitation max du calcul	84
Tableau 3.12 Ferraillement des poutrelles (terrasse inaccessible) sur travée et appui	85
Tableau 3.13 vérification la contrainte compression du béton	87
Tableau 3.14 vérification la contrainte traction de l'acier	88

CHAPITRE 04: ETUDE SISMIQUE DU BATIMENT

Tableau 4.1. Valeurs de ξ (%).	95
Tableau 4.2. Classification du Site	95
Tableau 4.3. Coefficient d'accélération de zone A.	100
Tableau 4.4 valeur de T1 et de T2	100
Tableau 4.5. Valeurs de coefficient de comportement R	101
Tableau 4.6. Valeurs des pénalités Pq	102
Tableau 4.7. Résultats des charges de la structure	104
Tableau 4.8. Valeurs du coefficient C _T	105
Tableau 4.9. Vérification de résultante des forces sismique	108
Tableau 4.10. résultats De Vérification de l'effort normal réduit	111
Tableau 4.11. Vérification de l'effort tranchant à la base.	111
Tableau 4.12. Vérification de l'excentricités	112
Tableau 4.13. Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme	112
Tableau 4.14. Les résultats de déplacements dans chaque niveau	113
Tableau 4.15 justification vis à vis de l'effet P- Δ ausens x	115
Tableau 4.16 justification vis à vis de l'effet P- Δ ausens Y	116

CHAPITRE 05: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 5.1 Sollicitations de la poutre principale	119
Tableau 5.2 Ferraillement des poutres principales	121
Tableau 5.3 Vérification a l'ELS de la poutre principale	124
Tableau 5.4 Sollicitations de la poutre secondaires	126

Tableau5. 5 Ferrailage des poutres secondaires	126
Tableau5. 6 Ferrailage des poutres secondaires	126
Tableau5. 7 Vérification a l'ELS de la poutre secondaire.....	129
Tableau5. 8 Vérification de la compression du béton	130
Tableau5. 9 Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques	131
Tableau5. 10 Les Sollicitations des poteaux (30×40) trouvées par le ROBOT	132
Tableau5. 11 Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (30×40)	136
Tableau5. 12 Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (30×40)	138

Liste des figures

CHAPITRE 01:PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Figure 1.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.	5
Figure1.2. Digramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.	6
Figure1.3. Diagramme contraintes déformations	7

CHAPITRE 02:PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure2. 1 Coupe d'un plancher à corps creux.....	12
Figure2. 2 Dimensions de l'acrotère.....	13
Figure2. 3 Schéma du voile	14
Figure2. 4 Exemple d'un escalier	17
Figure2.5 Dimensions des éléments des escaliers 1	18
Figure2.6 Dimensions des éléments des escaliers 2	19
Figure 2.7 Dimensions des éléments des escaliers 3	20
Figure2.8 Dimensions des éléments des escaliers 4	21
Figure 1.9 Poteau intermédiaire.....	29
Figure 2.10 Vue en élévation d'un poteau intermédiaire	30

CHAPITRE 03:CALCUL ET FERRAILAGE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure 3.1. Acrotère	35
Figure3. 2 Charges agissent sur l'acrotère.....	35
Figure 3.3 Section de calcul de l'acrotère	37
Figure3. 4 Ferrailage de l'acrotère.Source	40
Figure 3.5Schéma statique de balcon	41
Figure 3.6 Schéma de ferrailage du balcon	45
Figure 3.7 Schéma d'escalier	45
Figure 3.8 escalier 3 volés	46
Figure3. 9 Ferrailage des escaliers 3 volées	54

Figure 3.10 Schéma escaliers deux volé.....	55
Figure 3.11 Schéma escaliers deux volé.....	55
Figure 3.12 Schéma de ferrailage des escaliers.....	63
Figure 3.13 Poutre palière.....	64
Figure 3.14 Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	69
Figure 3.15 Dalle corps creux.....	70
Figure 3.16 Schéma statique de poutrelle à 2 travées.....	72
Figure 3.17 Diagramme des moments en (KN.m).....	75
Figure 3.18 Diagramme des moments en (KN.m).....	76
Figure 3.19 Ferrailages des poutrelles (terrasse inaccessible).....	81
Figure 3.20 Diagramme des moments en.....	82
Figure 3.21 Diagramme des efforts tranchants en (KN).	82
Figure 3.22 Diagramme des moments en (KN.m).....	83
Figure 3.23 Diagramme des efforts tranchants en (KN).	84
Figure 3.24 Ferrailages des poutrelles (terrasse inaccessible).....	88
Figure 3.25 Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	92

CHAPITRE 04: ETUDE SISMIQUE DU BATIMENT

Figure 4.1. La structure étudiée. Source (ROBOT 2014)	92
Figure 4.2 Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initial	97
Figure 4.3 l'effet de la force sismique. (cmoi5.free.com).....	99
Figure 4.4.: Distribution des charges permanentes de la structure Source (ROBOT 2014).....	103
Figure 4.5. Distribution des charges d'exploitation de la structure Source (ROBOT 2014)	104
Figure 4.6. Force sismique totale à la base de la structure au sens x Source (ROBOT 2014).....	107
Figure 4.7. La force sismique totale à la base de la structure au sens y Source (ROBOT 2014).	108
Figure 4.8.: la position des voiles. Source (ROBOT 2014).....	109
Figure 4.9. mode 1 translation selon x-x mode 3 rotation. Source (ROBOT 2014).....	110
Figure 4.10. mode 2 translation selon y-y .Source (ROBOT 2014).....	110

CHAPITRE 05: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure 5.1 Disposition des poutres	119
Figure 5.2 Schéma de ferrailage de la poutre principale	125
Figure 5.3 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire	130
Figure 5.4 Direction des moments et efforts sur un poteau	131
Figure 5.5 Schéma Ferrailage des poteaux 30×40	138
Figure 5.6 Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale	139
Figure 5.7 Disposition des voiles. Source (ROBOT 2014)	142
Figure 5.8 Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale)	143
Figure 5.9 Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	145
Figure 5.10 Disposition du ferrailage du voile.....	146

CHAPPITER 06:ETUDEDES FONDATIONS

Figure6. 1 Les types de fondation	148
Figure6. 2 Schéma de principe d'une semelle isolée.....	150
Figure 6.3 Schéma de ferrailage de la semelle isolée.....	153
Figure6. 4 Schéma de ferrailage de la semelle isolée.....	153
Figure6. 5 Profil en travers d'une semelle filante	154
Figure6.6 Schéma de ferrailage de la semelle filante.....	156
Figure 6.7 Schéma de ferrailage de la longrine.....	158

Résumé

Ce mémoire consiste à l'étude et la vérification d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation.

Cette structure est implantée dans la wilaya de Boumerdes(ammal) qui est classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA99v2003).

La stabilité de la structure est assurée par des portiques (poteaux-poutres) et des voiles.

Afin d'établir une conception conforme aux normes imposées par l'ensemble des règlements utilisés en Algérie (RPA99v2003, CBA93, BAEL 99,...), tout en tenant compte du critère de l'économie, nous utilisons le logiciel Robot pour déterminer le comportement dynamique de la structure.

Le calcul des dimensions, du ferrailage et les vérifications des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) sont faits selon les règlements cités ci-dessus. Et pour en finir et en se référant à l'étude du sol, nous procédons à l'étude de l'infrastructure à savoir les fondations.

Mots clés : ROBOT2014, RPA99 V2003, BAEL91.

Abstract

This project consists of the study and the verification of a building (R + 5) for residential use. This structure is located in the state of BOUMERDES(ammal), which is classified in zone IIa according to the Algerian seismic regulations (RPA99v2003).

The stability of the structure is ensured by gantries (post-beams) and sails. In order to establish a design conforming to the standards imposed by all the regulations used in Algeria (RPA99v2003, CBA93, BAEL 99,...), while taking into account the criterion of the economy, .we use Robot soft ware to determine behavior Dynamics of the structure.

The calculation of the dimensions, the reinforcement and the checks of the resistant elements (poles, beams and sails) are made according to the regulations mentioned above. And to finish it and with reference to the study of the soil, we proceed to the study of the infrastructure namely the foundations.

Keywords: ROBOT2014, RPA99 V2003, BAEL91.

ملخص

يتكون هذا العمل المتواضع من تصميم و التحقق من مبنى طابقاضي+5 للاستخدام السكني. يقع هذا الهيكل في ولاية بومرداس (امال)المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية صنف (2 أ) حسب أنظمة الزلازل الجزائرية (RPA99/2003). يتم اجراء الدعامات التي تضمن الاستقرار الهيكلي بواسطة الرافعات (عوارض الأعمدة) و الاسطح.

من أجل إنشاء تصميم يتوافق مع المعايير واللوائح المستخدمة في الجزائر , CBA 93 , RPA 99 v 2003 , BAEL99، نستخدم ROBOT2014 لتحديد السلوك الديناميكي للهيكل.

يتمحساب الابعاد و التعزيزات و التحقق من العناصر المقاومة (الدعامات و العوارض و الجدران) وفقا للأنظمة المحققة أعلاه. ولإنهاء دراسة الارض الاشارة اليها ننتقل الى دراسة البنية التحتية أي الأساسات. تم اعتماد جميع الأقسام المختارة مع الأخذ في الاعتبار معيار الاقتصاد من خلال قيم معقولة بعد أن تكون كافية.

الكلمات الرئيسية

BAEL 91,RPA99 V2003 ,ROBOT2014

INTRODUCTION GENERALE

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie-civil dans un projet de construction d'un Immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la Structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91)[1] et les règles parasismiques algériennes R.P.A 99(2003)[2], sont utilisées dans ce projet, Certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+5, présentant une irrégularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé. Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

L'étude de ce dernier est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent, Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement structure, quels que soient les types des bâtiments en béton armé.

Structure de mémoire

Après une introduction générale, le travail de recherche est structuré sur six (6) chapitres. Le chapitre 01 qui prend le titre présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux. consiste à présenter l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul.

Le chapitre 02 s'intitule, Pré-dimensionnement de l'élément .Il est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.

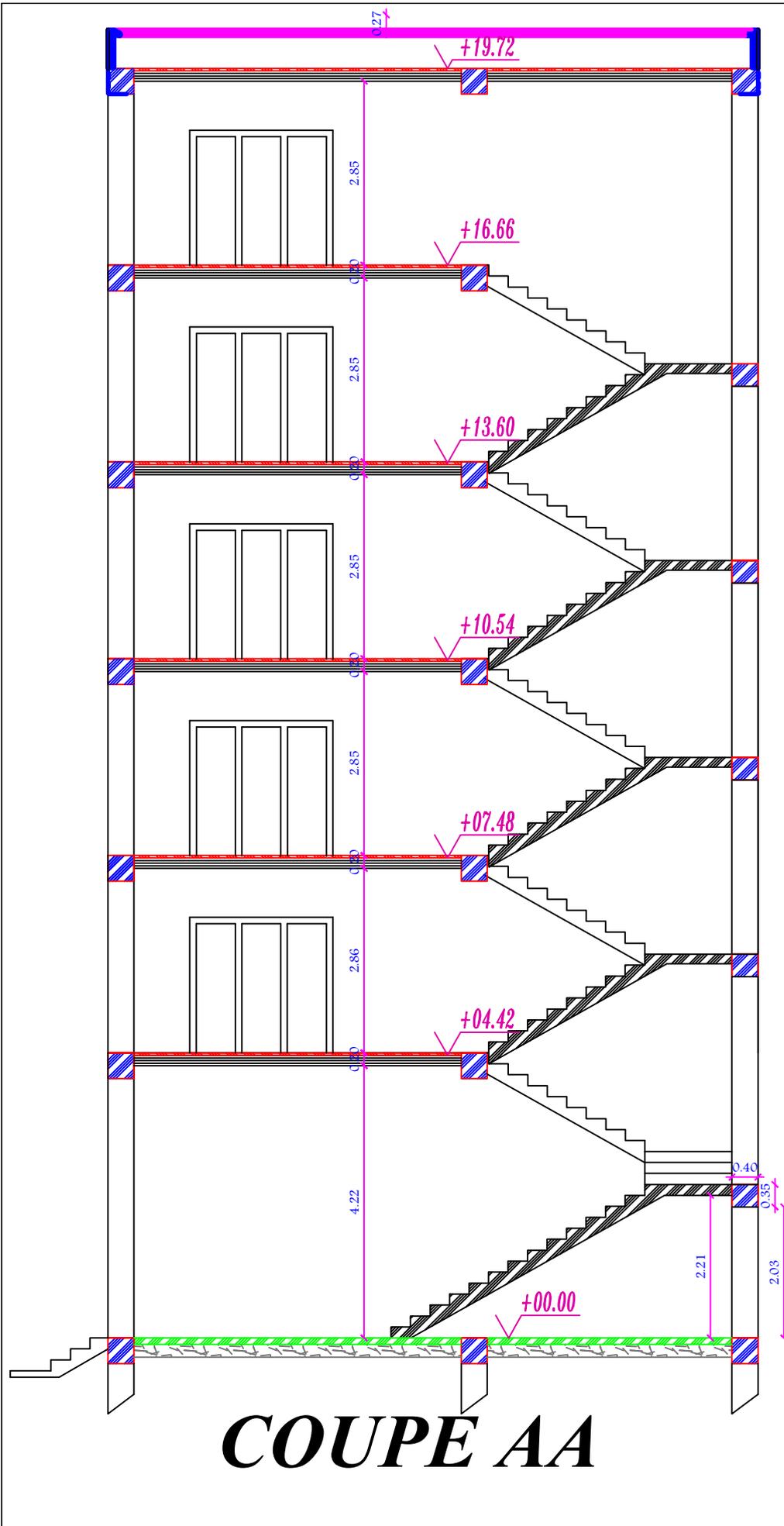
Le chapitre 03 intitulé , calcul et ferrailage de l'élément secondaire. Il présente un détail sur le calcul des éléments secondaire

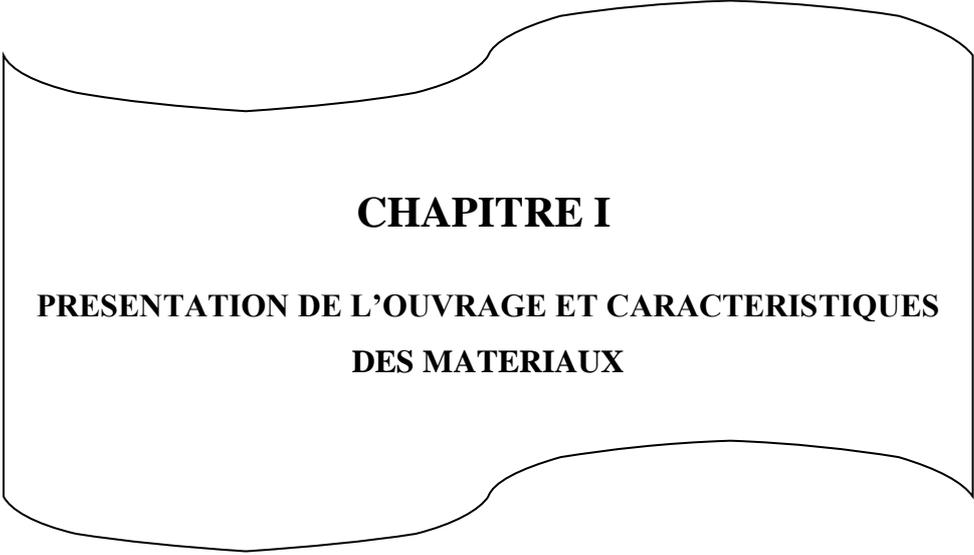
Le chapitre 04 qui est intitulé Etude sismique du bâtiment. Comporte la modélisation et l'étude dynamique de la structure par le logiciel ROBOT, 2014

Le chapitre 05 qui est intitulé étude de l'élément structural, en étudiant les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ROBOT, 2014

Le chapitre 06 qui est intitulé étude des fondations, est consacré pour l'étude de l'infrastructure.

Une conclusion générale, une bibliographie et des documents annexes seront à ficeler ce mémoire.





CHAPITRE I

**PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES
DES MATERIAUX**

Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment à contreventement mixte en R+5. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la BAEL et le [RPA].

1.1.Présentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation L'ouvrage sera implanté à Boumerdes,ammal ville située en zone**IIa** des sismicités moyenne, selon le règlement parasismique algérien(RPA99,2003).**RPA99, 2003**)[2].

1.2.Le bâtiment à la dimension suivante ;

1.2.1. Dimensions en élévation

Hauteur totale de bâtiment : $H = 19.72$ m.

Hauteur de RDC : $.h = 4.42$ m.

Hauteur des étages courants : $h = 3.06$ m.

1.2.2 Dimensions en plan

Langueur du bâtiment : $L_x = 21.7$ m.

Largeur du bâtiment : $L_y = 9$ m.1.3. Conception de la structure

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stables en béton armé et dévoiles de contreventement dans les deux directions.

1.3. Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiquesvoiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

1.3.1. Plancher

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine (balcons)
- Dalle à corps creux.

Le type du plancher est en fonction de :

La portée des différentes travées.

Les charges à supporter.

La forme du plancher.

1.3.2. Escalier

Les escaliers sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Dans notre cas il y a plusieurs types des escaliers.

1.3.3. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

Lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux surfaces.

1.3.4. Acrotères

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

1.3.5. Fondation

Le rapport de sol relatif au terrain indique que le sol en place est constitué par une couche superficielle de limon argileux peu graveleux, reposant sur une couche d'argile versicolore renfermant des cailloux et des blocs

- Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars.

-L'ensemble de projet doit être fondé sur des semelles superficielles isolées et avoir un ancrage de 1.5m de profondeur à partir de la surface.

1.4.Caractéristiques des matériaux

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en Béton Armé, et les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

1.4.1. Le béton

Le béton est un matériau hétérogène composite constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), et de l'eau de gâchage. Ainsi, on suit généralement le dosage suivant ;

- Ciment : 350 Kg/m³ (CEM II 42.5).

- Gravier : 728 Kg/m³ (D ≤ 25mm).

- Sable : 600 Kg/m³ (D ≤ 5mm).

- Eau : 180 l/m³ A ces composantes s'ajoutent parfois des adjuvants et des éléments encore plus fins qui améliorent sensiblement sa performance ainsi que sa compacité.

A) Résistance caractéristique en compression (fc28)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée fc28. Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32 cm.

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} F_{c28} \quad \text{si } j < 90 \text{ Jour}$$

$$F_{cj} = 1.1 F_{c28} \quad \text{si } j < 90 \text{ Jour}$$

Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} F_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ Jour}$$

$$F_{cj} = F_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ Jour}$$

B) Résistance caractéristique à la traction

Selon l'article (art A-2.12 BAEL 91) f_{t28} est déterminé par la relation suivante :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 F_{cj}$$

Donc pour le présent projet $F_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

C) Module Déformation de béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale de béton;

Modules de déformation longitudinale instantanée Eijsous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h. Selon le RPA93 (Article A.2.1.2.1)[2]. le module de déformation instantanée du béton égale à : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$. donc dans notre cas $E_{i28} = 32164.2$ MPA

- Module de déformation différée E_{vj} lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée. Selon le CBA93 (Article A.2.1.2.2)[3]. $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$, donc dans notre cas $E_{v28} = 10818.86$ MPA.

D) La masse volumique de béton armé

La masse volumique de béton armé est $\rho = 2500$ Kg/m³

E) Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν ». Conformément au règlement [BAEL 91] [1]:

À l'ELU : $\nu=0$ calcul des sollicitations (béton fissuré). À l'ELS : $\nu=0.2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

F) Contraintes limites

Selon le BAEL on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà laquelle il y 'a la ruine de l'ouvrage.

Selon le BAEL 91 (art A-5.121) la contrainte de béton à l'état limite ultime est calculé par l'équation suivante ;

$$F_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \text{ (MPA)}$$

Le coefficient γ_b prend les valeurs :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut **1.5** pour les combinaisons fondamentales et **1.15** pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action.

Il est fixé à

1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h,

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

0.85 : lorsqu' elle est inférieur à 1h

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.(<https://tel.archives-ouvertes.fr/>)

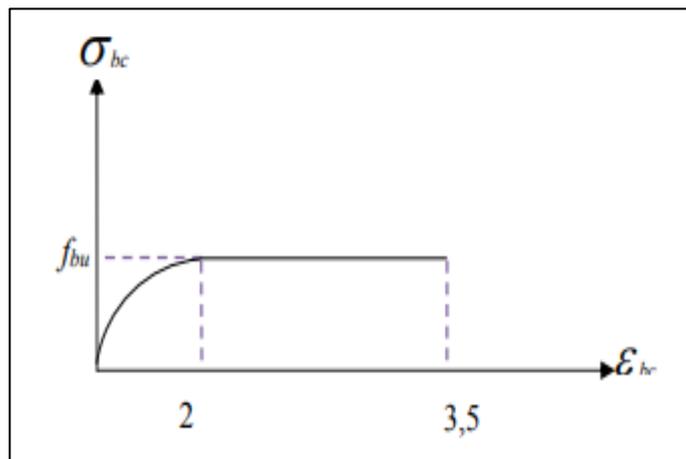


Figure 1.1. Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

Source :(elearning.centre-univ-mila.dz)

- Etat limite de service **E.L.S** correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes.

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par $\bar{\sigma}_{bc}=0.6 Fc28$

Dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc}=15$ MPA.

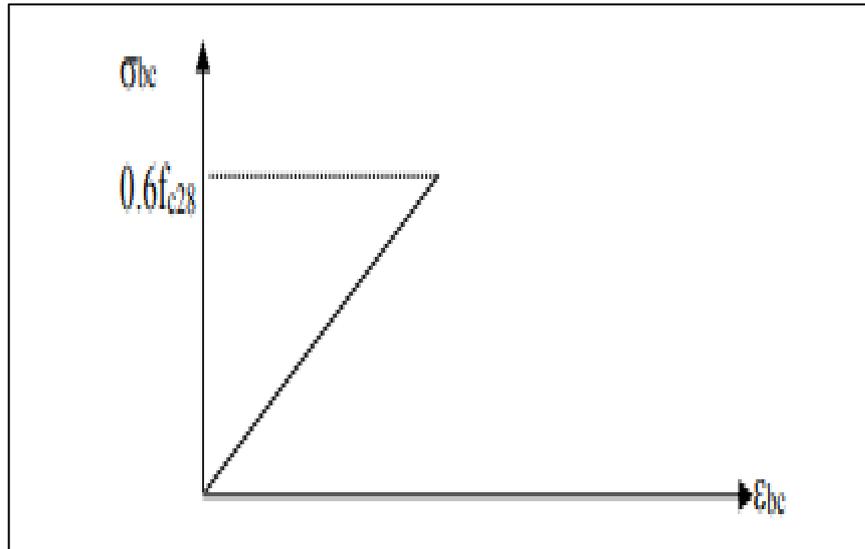


Figure1.2. Digramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Source : (www.fatehdjelloul.weebly.com)

1.4.2. Les aciers

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence.

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215 MPA et 235 MPA.

Pour les barres à haute adhérence les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400 MPA et 500 MPA.

a) Contraintes limites d'élasticité de l'acier

Selon le BAEL on distingue deux états limites

- État limite ultime limite ultime (ELU) est donnée par le BAEL91 (art. A.4.3.2)[1],

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (4)$$

f_e : Contrainte limite élastique

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

Où :

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

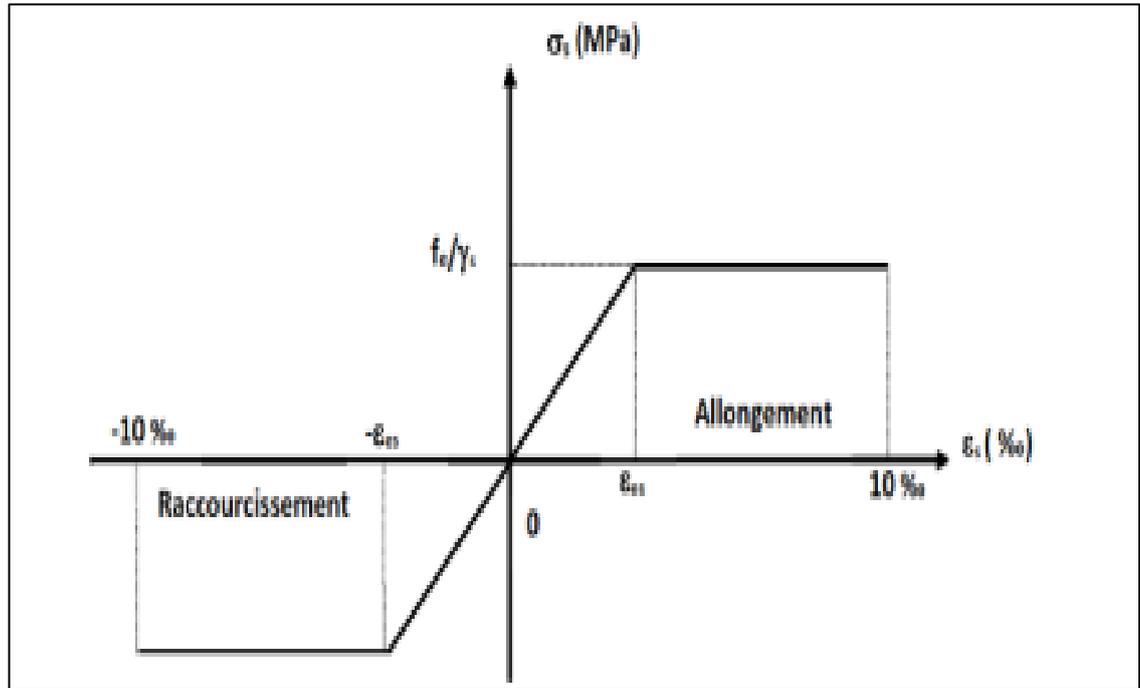


Figure1.3. Diagramme contraintes déformations

Source :(<https://www.google.com/Ff2school.com>)

État limite de service (ELS) cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton on détermine :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\delta_s = \min (2/3 Fe ; 150\eta)$ MPA.
- Fissuration très préjudiciable : $\delta_s = \min (1/2 Fe ; 110\eta)$ MPA.

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

b) Module d'Elasticité de l'Acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPA

c) Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté (n) est le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

Es : module de déformation de l'acier.

Eb : module de déformation du béton.

1.5. Hypothèse de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation $\frac{f_e}{\sigma_s}$ est égale à Haute adhérence

$\sigma_s = 348$ MPA Situation durable

$\sigma_s = 400$ MPA Situation accidentelle

- Allongement de rupture : $\zeta = 10\%$

1.6. Les actions et sollicitations

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions.

1.6.1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :

- Poids propre des éléments.
- Poussée des terres...etc.

1.6.2. Les actions variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait, etc.

1.6.3. Les actions accidentelles (Fa)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (séisme, explosion...etc.).

- Combinaisons d'actions

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définies comme suite :

- **Combinaison selon le BAEL 91[1]**
 - ✓ $ELU : 1.35G + 1.5Q$
 - ✓ $ELS : G + Q$
- **Combinaisons d'actions selon le (RPA99,2003)[3]**
 - ✓ $G + Q \pm E$ (E : effort de séisme).
 - ✓ $0,8G \pm E$ (pour les fondations).
 - ✓ $G + Q \pm 1,2E$ (pour les structures en portiques auto-stables seulement).

1.7. Normes et règlements

Dance présent travail, nous avons basé sur les normes et règlements suivants ;

1.7.1. La règle BAEL91 [1]

LeBAEL91 est le règlement français concernant l'utilisation du béton armé la construction.

1.7.2. La règle (RPA99, 2003)

Le RPA99(2003)[2].Estune règle parasismique algérienne.

1.8. Logiciels utilisés

Dans ce projet, nous avons utilisé deux logiciels ;

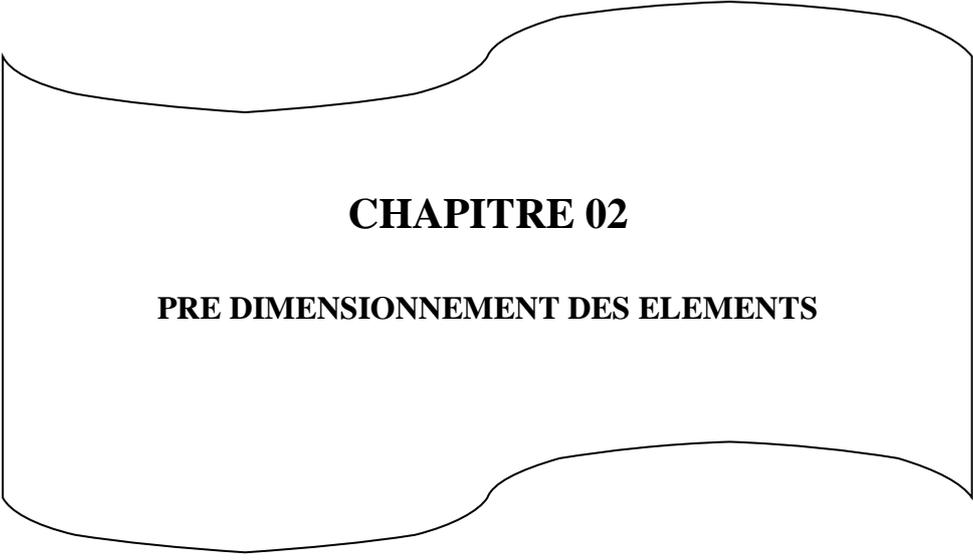
- Le logiciel AUTOCAD pour dessiner de coffrage est ferrailage.
- Le logiciel ROBOT pour effectuer des calculs.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté notre ouvrage qui est un bâtiment mixte (portique voiles) en R+5à usage d'habitation, situé dans la zoneIIa séismique d'Algérie (Ville de Boumerdes. Ses différentes dimensions, son ossature, les caractéristiques de ses matériaux ont été discuté.

Enfin, nous avons définies hypothèses de calculselon les règlements BAEL91 [1].et (RPA99, 2003)[2].Utilisant le logiciel d'Autocar pour le coffrage est ferrailage et le logiciel RBOT pour le calcul.

Dans le chapitre suivant, nous allons présenterle pré dimensionnement des éléments afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.



CHAPITRE 02

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations des règlements (RPA99, 2003) [2], (BAEL99 modifié 99) [1] et la règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [3].

2.1 Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre les 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.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons.

2.1.1. Dalle à corps creux

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

- L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivante : C.B.A.93 [B.6.8.2.4].
- L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche

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

h_t : L'épaisseur totale du plancher

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 5.30 \text{ m.}$$

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{530}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 23.55 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+4)= 24\text{cm}$.
Avec : 20 cm de la hauteur du corps creux et 4cm de la hauteur de la dalle de compression.

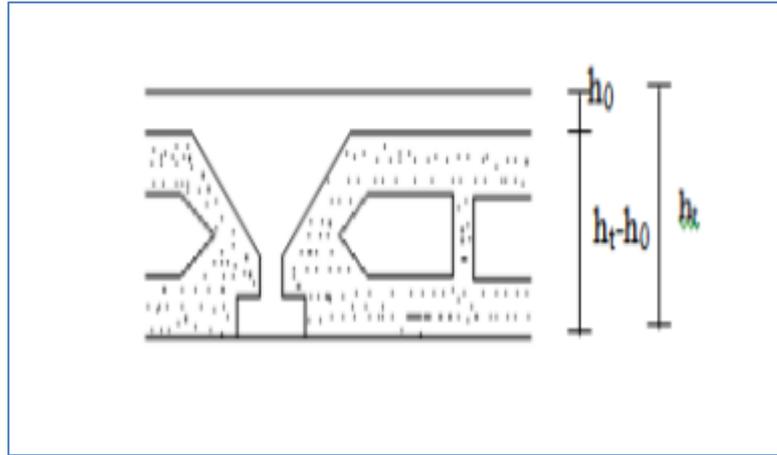


Figure 2.1. Coupe d'un plancher à corps creux

Source : (<https://www.geniecivilstore.com/>)

2.1.2. Planchers à dalle pleine (balcon)

Le balcon est constitué d'une dalle pleine. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes ;

A- Résistance au feu

e = 7 cm Pour une heure de coupe-feu.

e = 11 cm Pour deux heures de coupe -feu.

B- Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

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

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

Avec :

e: Epaisseur de la dalle pleine.

L_x : la portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

• Type 01: $L_x = 5.30\text{m}$

La dalle repose sur trois appuis On aura donc :

$$10.6 \leq e \leq 13.25 \text{ (cm)}$$

. On admet : **e=12cm**

C- Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **e =15 cm**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \max (11 ; 10; 8 ; 15) \text{ cm} \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

Le balcon est constitué d'une dalle pleine donc on adopte une épaisseur de **15cm**.

2.2 Acrotère

C'est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

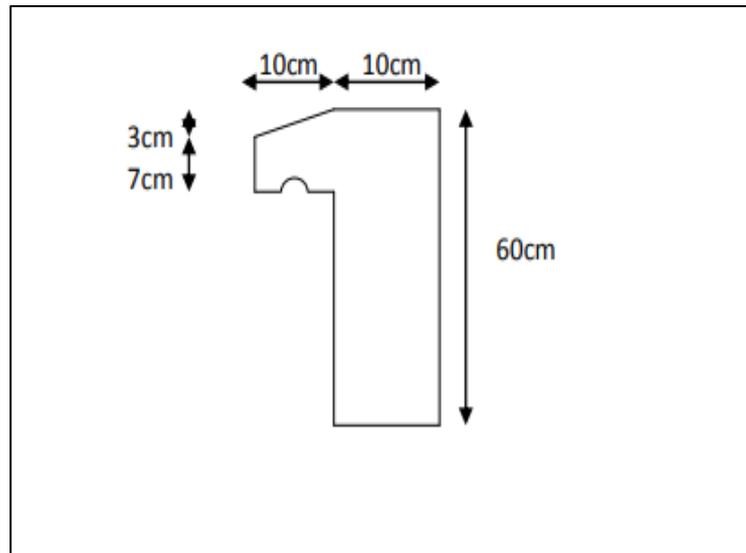


Figure 2.2. Dimensions de l'acrotère

Source : (Auteurs, 2022)

❖ Evaluation des charges

G : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

$$G = (0.1 \times 0.6 + [(0.07 + 0.1)/2] \times 0.1) \times 25 = \mathbf{1.712 \text{ K N/ml}}$$

❖ Evaluation des sur charges selon D.T.R.B.C.2.2

$Q= 1 \text{ KN/ml}$ (Effort horizontal dû à la main courante).

Tableau 2.1. Charge permanente et exploitation de l'acrotère

Charge permanente totale	$G=1.712 \text{ K N/ml}$
Surcharge d'exploitation	$Q=1 \text{ KN/ml}$

2.3 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 RPA99 version 2003**[2]. 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.

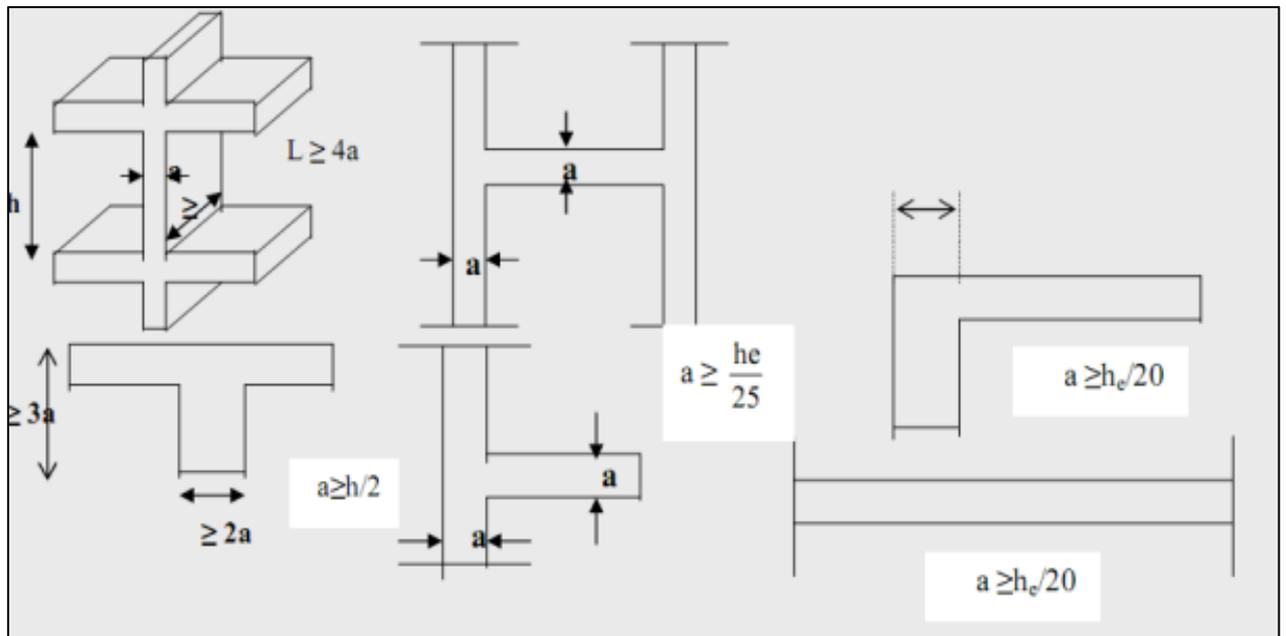


Figure 2.3. Schéma du voile

Source : (docplayer.fr)

Dans notre cas : $h_e= 3.06 \text{ m}$

$a \geq \max (e_{min}, h_e /25, h_e/22, h_e/20)$

$$\begin{cases} a \geq h/25 = 306/25 = 12.2 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 12.2 \text{ cm} \\ a \geq h/22 = 306/22 = 13.86 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 13.86 \text{ cm} \\ a \geq h/20 = 306/20 = 15.25 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 15.25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a \geq \max (15 ; 12,2 ; 13,86 ; 15,25) \text{ cm}$$

Donc on adopte **pour a=20cm**

2.4 Pré-dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments résistants de type barre, transmettant les charges et surcharges provenant des planchers aux éléments porteurs verticaux

Selon le règlement **B.A.E.L 91 mod 99**[1] les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

2.4.1 Les poutres principales

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8 h_p$$

Avec : h_p : hauteur de la poutre.

L_{max} : Distancemaximale entre nus d'appuis

$$L_{max} = 530\text{cm} \quad 35.33\text{cm} \leq h_p \leq 53\text{cm}$$

On prend $h_p = 40\text{cm}$

$16\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm}$ On prend $b_p = 30\text{cm}$

Donc la poutre **principale** à la section $(b_p, h_p) = (30, 40) \text{ cm}$

2.4.2 Les poutres secondaires

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_s \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0.4h_s \leq b \leq 0.8 h_s$$

$$L_{max} = 500\text{cm} \quad 33.33\text{cm} \leq h_s \leq 50\text{cm}$$

On prend : **$h_s = 35\text{cm}$**

$$14\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend **$b_s = 30\text{cm}$**

Donc la poutre **secondaire** à la section **$(b_s, h_p) = (30, 35)\text{ cm}$**

• Vérification vis-à-vis du RPA 99 / V 2003 :

- $b_p = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{ok}$
- $b_s = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{ok}$
- $h_p = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{ok}$
- $h_s = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{ok}$
- $h_p/b_p = 40/30 = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{ok}$
- $h_s/b_s = 35/30 = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{ok}$

2.5 Pré dimensionnement des escaliers

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

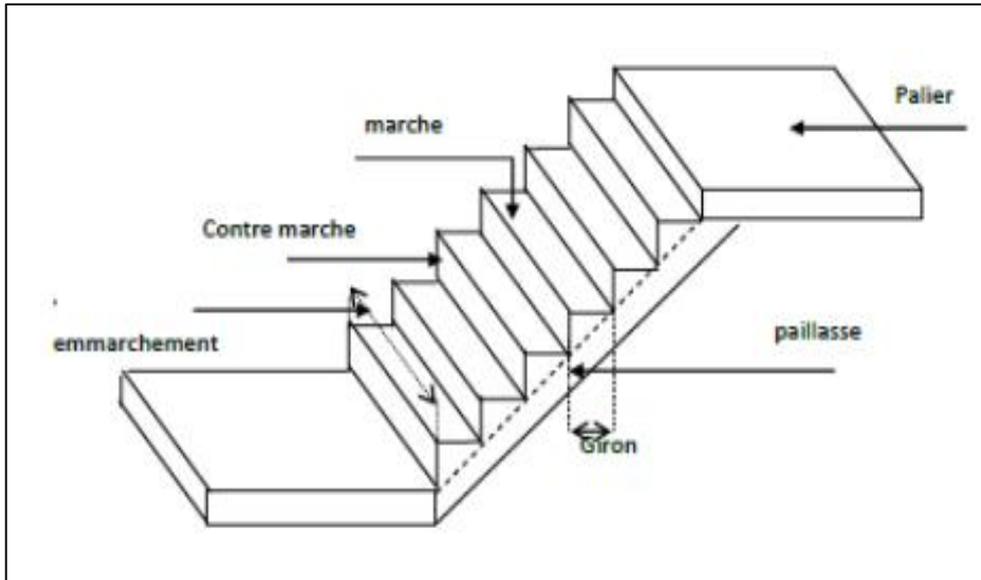


Figure 2.4. Exemple d'un escalier

Source : (<http://coursexosup.blogspot.com/>)

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).

2.5.1 Type 01 : escalier droite à paillasse adjacent de deux volés.

Pour le dimensionnement des marches, et contre marche, on utilise la formule (ou condition) de **BLONDEL**;

$$59 < (g+2h) < 66 \quad \dots\dots\dots(14)\text{- Pour étage courant}$$

g : Le giron (largeur de la marche)

h : La hauteur de la marche

Hauteur d'étage : $H_e = 3.06m$

On prendre : $h=17cm$. $g=30cm$

$G+2h= 30+2 \times 17=64 \text{ cm} \Rightarrow 59 < 64 < 66$.donc la condition de blondel est **vérifier**.

- **Nombre de contre marches (N_c)**

$$H=N_c.h \quad \dots\dots\dots(15)$$

H : hauteur de la volée

$$H=\frac{h_e}{2} = \frac{306}{2} = 153cm$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche}$$

- Nombre de marches (n)

$$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \tan \alpha = \frac{H/2}{n \cdot g} = \frac{153}{30 \times 8} = 0.863 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$L' = (n-1) \times g = (9-1) \times 30 = 240 \text{ cm}$$

La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{153}{\sin \alpha} \Rightarrow L = \frac{153}{\sin 32.51} = 284.62 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la paillasse (e_p)

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{284.62}{30} < e_p < \frac{284.62}{20} \Rightarrow 9.48 \text{ cm} < e_p < 14.23 \text{ cm}$$

On adopte : $e_p = 12 \text{ cm}$

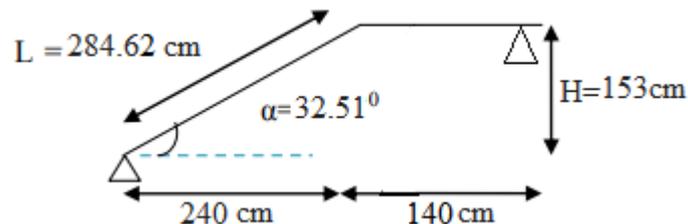


Figure 2.5. Dimensions des éléments des escaliers 1

Source : (Auteurs, 2022)

- Pour RDC

g : Le giron (largeur de la marche)

h : La hauteur de la marche

Hauteur d'étage : $H_e = 4.42 \text{ m}$

On prendre : $h = 17 \text{ cm}$. $g = 30 \text{ cm}$

$G + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 < 64 < 66$. donc la condition de blondel est vérifier.- Volé 1

Nombre de contre marches (N_c)

$$H = N_c \cdot h$$

H : hauteur de la volée

$$H=2.38$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{238}{17} = \mathbf{14 \text{ contre marche}}$$

Nombre de marches (n)

$$n = N_c - 1 = 14 - 1 = \mathbf{13 \text{ marches.}}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \tan \alpha = \frac{H/2}{n.g} = \frac{238}{30 \times 13} = 0.820 \Rightarrow \alpha = 31.39^\circ$$

$$L' = (n-1) \times g = (14-1) \times 30 = 390 \text{ cm}$$

La longueur de la paillasse est :

$$L = \frac{238}{\sin \alpha} \Rightarrow L = \frac{238}{\sin 31.39} = \mathbf{456.88 \text{ cm}}$$

Epaisseur de la paillasse (e_p)

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{456.88}{30} < e_p < \frac{456.88}{20} \Rightarrow \mathbf{15.22 \text{ cm} < e_p < 22.84 \text{ cm}}$$

On adopte : $e_p = \mathbf{15 \text{ cm}}$

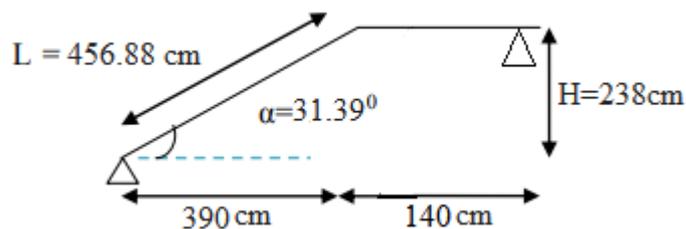


Figure 2.6.Dimensions des éléments des escaliers 2

Source : (Auteurs, 2022)

- Volé 3

Nombre de contre marches (N_c)

$$H = N_c \cdot h$$

H : hauteur de la volée

$$H=1.53\text{m}$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = \mathbf{9 \text{ contre marche}}$$

Nombre de marches (n)

$$n = N_c - 1 = 9 - 1 = \mathbf{8 \text{ marches.}}$$

On adopte : $e_p = \mathbf{15cm}$

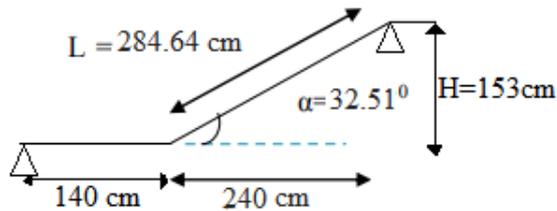


Figure 2.7.Dimensions des éléments des escaliers 3

Source : (Auteurs, 2022)

2.5.2. Type 02 : Escalier droite de trois volés

Pour le dimensionnement des marches, et contre marche, on utilise la formule (ou condition) de **BLONDEL**: $59 < (g+2h) < 66$.

- **Pour RDC**

g : Le giron (largeur de la marche)

h : La hauteur de la marche

Hauteur d'étage : $H_e = 4.42\text{m}$

On prendre : $h = 17\text{cm}$. $g = 30\text{cm}$

$G+2h = 30+2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 < 64 < 66$.donc la condition de blondel est vérifier.- Volé 2

Nombre de contre marches (N_c)

$$H = N_c \cdot h$$

H : hauteur de la volée

$$H = 0.51\text{m}$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{0.51}{17} = \mathbf{3 \text{ contre marche}}$$

Nombre de marches (n)

$$n = N_c - 1 = 3 - 1 = \mathbf{2 \text{ marches.}}$$

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \tan \alpha = \frac{H/2}{n \cdot g} = \frac{51}{30 \times 2} = 0.85 \Rightarrow \alpha = 40.36$$

La longueur de la paille est :

$$L' = \frac{51}{\sin \alpha} \Rightarrow L' = \frac{51}{\sin 40.36} = 78.75 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paille (e_p)

$$L = 120 + 78.75 + 120 = 318.75$$

$$\frac{L}{30} < e_p < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{318.75}{30} < e_p < \frac{318.75}{20} \Rightarrow 10.62 \text{ cm} < e_p < 15.93 \text{ cm}$$

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$

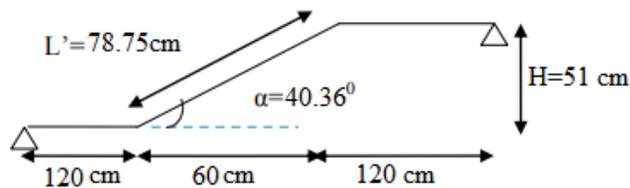


Figure 2.8 Dimensions des éléments des escaliers 4

Source : (Auteurs, 2022)

2.6 Evaluation des charges

2.6.1 Plancher terrasse inaccessible (Dalle en corps creux)

Tableau 2.2. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Gravions roulé de protection	5	20	1
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente (15%)	10	22	2.2
4	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
5	Enduit en ciment	2	18	0.36
	Plancher à corps creux	20+4	14.25	3.42
	Charge permanente totale			G=7.15
	Surcharge d'exploitation			Q=1.00

2.7.2 Plancher terrasse accessible

Tableau 2.3. Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	0.40
Mortier de pose	0.020	0.40
Forme de pente	0.100	2.2
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.16
Plancher à corps creux (20+4)	0.24	3.42
Enduit de ciment	0.20	0.36
Charge permanente totale		G=7.06
Surcharge d'exploitation		Q=1.5

2.6.2 Plancher de l'étage courant

- Dalle en corps creux

Tableau 2.4. Évaluation des charges du plancher étage courant

	Désignation des éléments	Epaisseur	Densité	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduit en ciment	2	18	0.36
	Dalle en corps creux	20+4	14.25	3.42
	Cloison de séparation	/	/	1.26
	Charge permanente totale			G=6.2
	Surcharge d'exploitation	Hébergement en chambres		Q=1.5
		Bureau		Q=2.5
		Salles de réunion avec tables de travail		Q=2.5

- Balcon

Tableau 2.5.Évaluation des charges du balcon

	Désignation des éléments	Epaisseur	Densité	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Enduit en ciment	2	18	0.36
Dalle pleine		15	25	3.75
Cloison de séparation		/	/	1.25
Charge permanente totale				G=6.53
Surcharge d'exploitation				Q=3.50

2.6.3 Les murs extérieurs

Tableau 2.6.Évaluation des charges des cloisons extérieures

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	10	9	0.9
Brique creuse	15	9	1.35
Enduit extérieure ciment	2	0.18	0.36
Enduit intérieure ciment	2	0.18	0.36
Charge permanente totale			G=2.97

2.6.4 Escaliers

2.6.4.1. Type 01 : escalier droite à paillasse adjacent de deux volés.

A. Pour étage courant

- Paillasse

Tableau 2.7.Évaluation des charges de la paillasse type 1

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids de la paillasse	12/cos α	25	3.55
Poids des marches	17/2	25	2.125
mortier de pose	2	20	0.4
Carrelage	2	22	0.44
revêtement	2	18	0.36
enduit de plâtre	2	10	0.2
Total G			7.075
Q			2.5

Pour une bande de 1m de largeur : **G = 7.07KN/ml ; Q = 2.50 KN/ml.**

- Palier

Tableau 2.8.Évaluation des charges de la plier type 1

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
pois de la palie	12	25	3
mortier de pose	2	20	0.4
Carrelage	2	22	0.44
revêtement	2	18	0.36
enduit de plâtre	2	10	0.2
Total G			4.4
Q			2.5

Pour une bande de 1m de largeur : $G = 4.4\text{KN/ml}$; $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$.

B. Pour RDC

- **Paillasse (Volé 1 et Volé3)**

Tableau 2.9.Évaluation des charges de la paillasse type 2(Volé 1 et Volé 3)

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids de la paillasse	15/cos α	25	4.39
Poids des marches	20/2	25	2.50
mortier de pose	2	20	0.4
Carrelage	2	22	0.44
Revêtement	2	18	0.36
enduit de plâtre	2	10	0.2
Total G			8.29
Q			2.5

Pour une bande de 1m de largeur : $G = 8.29 \text{ KN/ml}$; $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$.

- **Palier (Volé 1 et Volé 3)**

Tableau 2.10.Évaluation des charges du palier type 2(Volé 1 et Volé 3)

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
poids de la palie	15	25	3.75
mortier de pose	2	20	0.4
Carrelag	2	22	0.44
Revêtement	2	18	0.36
enduit de plâtre	2	10	0.2
Total G			5.15
Q			2.5

Pour une bande de 1m de largeur: $G = 5.15\text{KN/ml}$; $Q = 2.50 \text{ KN/ml}$.

2.6.4.2. Type 01 : escalier droite à paillasse adjacent de deux volés.

B. Pour RDC

- **Paillasse (Volé 2)**

Tableau 2.11.Évaluation des charges de la paillasse type 2(Volé 2)

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids de la paillasse	15/cos α	25	4.39
Poids des marches	20/2	25	2.50
mortier de pose	2	20	0.4
Carrelage	2	22	0.44
revêtement	2	18	0.36
enduit de plâtre	2	10	0.2
Total G			8.29
Q			2.5

Pour une bande de 1m de largeur : **G =8.29 KN/ml ; Q = 2.50 KN/ml.**

- **Palier (Volé 2)**

Tableau 2.12.Évaluation des charges du palier type 2 (Volé 2)

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids Volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
poids de la palie	15	25	3.75
mortier de pose	2	20	0.4
Carrelage	2	22	0.44
revêtement	2	18	0.36
enduit de plâtre	2	10	0.2
Total G			5.15
Q			2.5

Pour une bande de 1m de largeur : **G = 5.15KN/ml ; Q = 2.50 KN/ml.**

2.7 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations, dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

2.7.1 Dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**[2] :

La zone sismique est IIa, donc il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$
- $0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$

b=40 cm , On propose : **h=30 cm**

➤ **La vérification: (RPA99 /V2003-art-7.4.1) [2]**

- $\text{Min}(b; h) = \text{Min}(40; 30) = 30$
- $\frac{h_e}{20} = \frac{442}{20} = 22.1 \quad 30 > 22.1 \quad \dots\dots\dots \text{cv}$
- $\frac{40}{30} = 1.33 \quad 0.25 < 1.33 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{cv}$
- $\text{Min}(b, h) = \text{Min}(40, 30) = 30 \geq 25 \quad \dots\dots\dots \text{cv}$

Toutes les trois conditions sont vérifiées donc les dimensions des poteaux rectangulaires sont:

b = 40cm et h = 30cm

2.8 La descente des charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.

- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

2.8.1. Surcharges différentes selon la loi de dégression

- Sous la terrasse : Q_0

- Sous le premier étage à partir du sommet : Q_0+Q_1

- Sous le deuxième étage : $Q_0+0.95.(Q_1+Q_2)$

- Sous le troisième étage : $Q_0+0.90.(Q_1+Q_2+Q_3)$

- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2.n} . (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$

Poteau intermédiaire

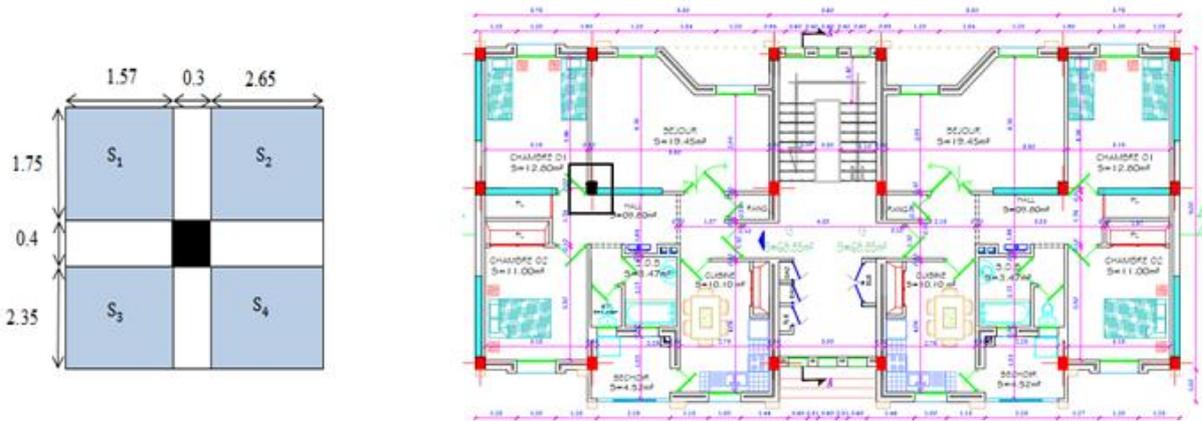


Figure 2.9. Poteau intermédiaire

Source : (Auteurs, 2022)

La surface afférente:

$$S = \sum s_i$$

$$S = (2.35+1.75) \times (1.57+2.65)$$

$$S = 17.115 m^2$$

- Dégression des charges d'exploitation

Tableau 2.13. Les charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m2)
5	$Nq_0=1,00$	1
4	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
3	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3.85
2	$Nq_3=q_0+0,90 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
1	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.01
RDC	$Nq_5=q_0+0,80 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7

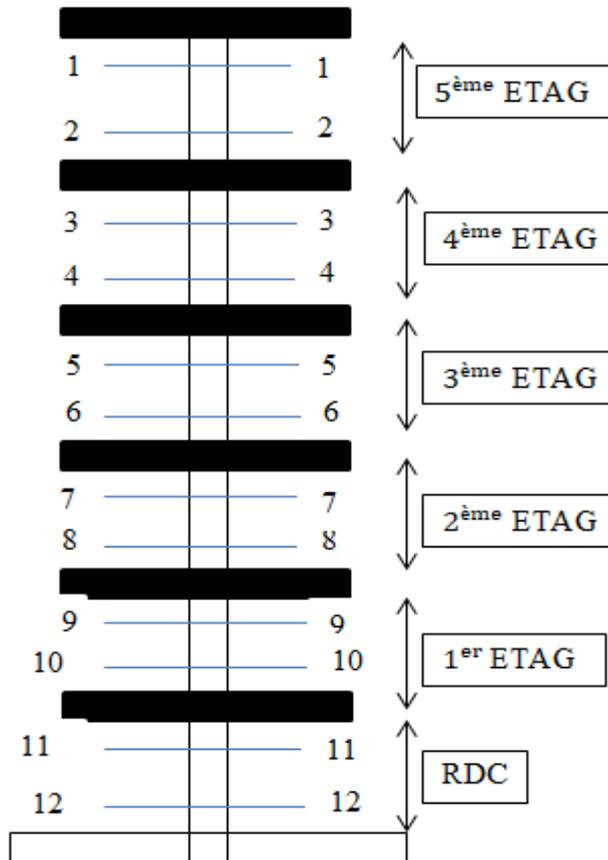


Figure 2.10. Vue en élévation d'un poteau intermédiaire

Source : (Auteurs, 2022)

Tableau 2.14.Efforts normaux par la descente des charges

SECTION	G (KN)	Q (KN)
Section 1-1		
Planche terrasse:17.115×7.15	132.459	
Poutre principale: (0.30×0.4×25)4.225	12.675	1.00×18.525
Poutre secondaires: (0.30×0.35×25)4.395	11.536	
Σ	156.67	18.525
Section 2-2		
Poids venant de la section 1-1:	156.67	18.525
Poids de poteau: (0.40×0.30×25)3.06	9.18	
Σ	165.85	18.525
Section 3-3		
Poids venant de la section 2-2 :	165.67	2.5×18.525
Planche étage: 17.115×6.2	114.855	
Poutre principale: (0.30×0.4×25)4.225	12.675	
Poutre secondaires : (0.30×0.35×25)4.395	11.536	
Σ	304.736	46.312
Section 4-4		
Poids venant de la section 3-3:	304.736	46.312
Poids de poteau : (0.40×0.30×25)3.06	9.18	
Σ	313.916	46.312
Section 5-5		
Poids venant de la section 4-4 :	313.916	3.85×18.525
Planche étage: 17.115×6.2	114.855	
Poutre principale: (0.30×0.4×25)4.225	12.675	
Poutre secondaires : (0.30×0.35×25)4.395	11.536	
Σ	452.982	71.321

CHAPITER 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Section 6-6		
Poids venant de la section 3-3 :	452.982	71.321
Poids de poteau : $(0.40 \times 0.30 \times 25)3.06$	9.18	
Σ	462.162	71.321
Section 7-7		
Poids venant de la section 6-6 :	462.162	5.05 \times 18.525
Planche étage: 17.115×6.2	114.855	
Poutre principale : $(0.30 \times 0.4 \times 25)4.225$	12.675	
Poutre secondaires: $(0.30 \times 0.35 \times 25)4.395$	11.536	
Σ	601.228	93.551
Section 8-8		
Poids venant de la section 7-7 :	601.228	93.551
Poids de poteau : $(0.40 \times 0.30 \times 25)3.06$	9.18	
Σ	610.408	93.551
Section 9-9		
Poids venant de la section 8-8 :	610.228	6.10 \times 18.525
Planche étage : 17.115×6.2	114.855	
Poutre principale : $(0.30 \times 0.4 \times 25)4.225$	12.675	
Poutre secondaires : $(0.30 \times 0.35 \times 25)4.395$	11.536	
Σ	749.474	113.002
Section 10-10		
Poids venant de la section 7-7 :	749.474	113.002
Poids de poteau : $(0.40 \times 0.30 \times 25)3.06$	9.18	
Σ	758.654	113.002
Section 11-11		
Poids venant de la section 10-10 :	758.654	7 \times 18.525
Planche étage : 17.115×6.2	114.855	
Poutre principale : $(0.30 \times 0.4 \times 25)4.225$	12.675	
Poutre secondaires : $(0.30 \times 0.35 \times 25)4.395$	11.536	

Σ	897.720	129.675
Section 12-12		
Poids venant de la section 11-11 :	897.720	129.675
Poids de poteau : $(0.40 \times 0.30 \times 25)4.42$	13.26	
Σ	910.980	129.675

2.8.2. Vérification la section adoptées pour le poteau (Après les conditions de CBA93 (B.8.1.1) [3]

- La charge permanent $G = 910.980 \text{ KN}$
- La charge d'exploitation $Q = 129.675 \text{ KN}$

$$N_u (\text{Effort normale}) = 1.35G + 1.5Q = 1424.335 \text{ KN}$$

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

On suppose que $A=0$ (cas le plus défavorable), donc :

$$N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b).$$

$$N_u \leq \frac{\alpha \times B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

$$B_r = (b-2)(h-2) = (40-2)(30-2)$$

$$B_r = 1064 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{0.7 \times l_0 \times \sqrt{12}}{b} < 50 \Rightarrow \frac{0.7 \times 442 \times 3.46}{40} < 50 \Rightarrow \lambda = 26.763$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{26.763}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.761$$

$$N_u \leq \frac{0.761 \times 1064 \times 25 \times 10^2}{0.9 \times 1.5 \times 10^3}$$

$$N_u = 1423.335 \leq 1499.451 \text{ KN}$$

Donc, la section adoptée $(40 \times 30) \text{ Cm}^2$ pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux.

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons présenté le pré dimensionner des éléments porteurs (poutres, poteaux et voile) et les éléments secondaires (escaliers, acrotère et plancher) ainsi que les charges sollicitant selon les préconisations des règlements (RPA99, 2003) [2], (BAEL99 modifié 99) [1] et la règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) [3]. Ces derniers vont servir dans le calcul de ces éléments dans les chapitres qui suivent.

CHAPITRE 03

CALCUL ET FERRAILLAGE DES ELEMENT SECONDAIRES

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 ce chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99**[1] en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 99 version 2003**[2] .

3.1. Etude de l'acrotère

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encadrée au niveau du plancher terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console verticale encadrée à sa base au niveau du plancher terrasse à une hauteur totale $h = 60$ cm et une épaisseur $e = 10$ cm.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- ✓ Charges permanentes : Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- ✓ Charges d'exploitation : Une charge d'exploitation horizontale (Q).
- ✓ Charges climatiques.
- ✓ Charges accidentelles

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont : Le calcul se fera pour une bande de 1ml, Type de fissuration est considérée préjudiciable, L'acrotère est sollicité en flexion composée.

3.1.1 Evaluation des charges et surcharge

Pour une bande de 1m de largeur

Poids propre de l'acrotère: $G=1.712$ kN/ml

Surcharge (la main courante): $Q=1$ kN/ml

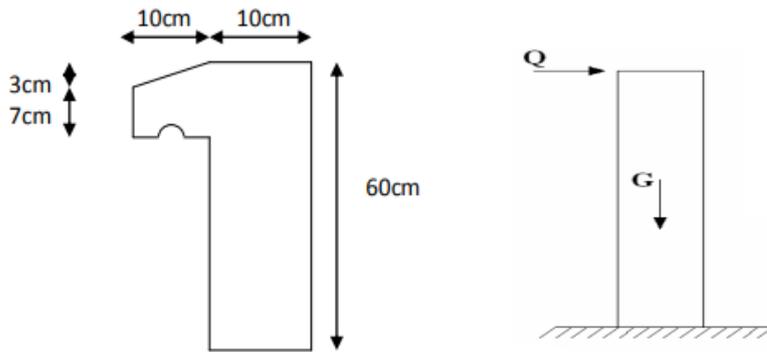


Figure 3.1. Acrotère Figure 3.2. Charges agissant sur l'acrotère

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \dots \dots \dots \text{RPA 99 version 2003 (Art 6.2.3)}$$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage, zone sismique).

C_p = facteur de force horizontale.....(Tableau 6.1, RPA99/V2003).

W_p = poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur $A = 0,15$ [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2, zone II)]

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 1.712 \text{ KN}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.712 = 0,821 \text{ KN} < 1,5 \cdot Q = 1,5 \text{ KN} \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

L'acrotère résiste à la force sismique.

Remarque : le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de 1 m de la largeur en flexion composée.

3.1.2 Calcul des Sollicitations

➤ **Etat limite ultime :**

L'effort normal : $N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \cdot 1.712 = 2.311 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$

➤ **Etat limite de service :**

L'effort normal : $N_{ser} = G = 1,712 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_{ser} = Q \cdot h = 1 \cdot 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_{ser} = Q = 1 \text{ KN}$

3.1.3 Calcul des l'excentricité

e_0 : L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section considérée.

- **Etat limite ultime (ELU)**

$$e_{0u} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{900}{2311.2} = 0.389 \text{ m}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$e_{0ser} = \frac{Mser}{Nser} = \frac{600}{1712} = 0.350 \text{ m}$$

Position de centre de pression

- $e_0 > e_1$: L'effort normal est un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée (P.C.)
- L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_1 = Mu + Nu \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$.

3.1.4 Le ferrailage et Vérification

- **Calcul à l'ELU :**

On considère une section (bxh) cm² soumis à la flexion composé

h : Epaisseur de la section, soit : h=10cm=0.1 m

b : largeur de la section, soit : b=100 cm=1 m

c=c' : enrobage, soit : c=c' =2cm=0,02 m

d=h-c : hauteur utile, soit :d=8cm=0,08m

M₁ : moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

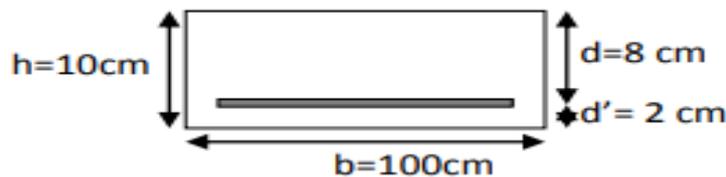


Figure 3.3. Section de calcul de l'acrotère
Source : (Auteurs, 2022)

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_1 = Mu + Nu \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_1 = 900 + 2311.2 \times \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 969.34 \text{ N.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2 \text{ MPA} ; f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{M_1}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{969.34}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.0106$$

$$\mu = 0.0106 < \mu_l = 0.392$$

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

$$A_u = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01332$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.994$$

$$A_u = \frac{969.34}{348 \times 0.994 \times 8} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.35 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N : est un effort de compression.

$$A = A_u - \frac{N}{100 \sigma_s}$$

$$\text{On a } A' = A'1 = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0.35 - \frac{2311.2}{100 \times 384} = 0.289 \text{ m}^2$$

➤ Calcul à l'ELS :

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_1 = Mu + Nu \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_1 = 600 + 2311.2 \times \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 651.36 \text{ N.m}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS: $\bar{\sigma}_b = 0.06 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du **BAEL91 Arti.A.4.5.33** (cas de fissuration préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_{st} < \min \left(\frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta F_{t28}} \right)$$

L'acier utilise de nuance FEe400 à haute adhérence : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} < \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{st} \times b \times d^2} = \frac{651.36}{201.63 \times 100 \times 8^2} = 0.000504$$

$$(\beta = 0.9605, k = 0.0095)$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_{st} = 0.0095 \times 201.63 = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

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

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_{st} \times \beta \times d}$$

$$A_{ser} = \frac{651.36}{201.63 \times 0.97 \times 8} = 0.41 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N : est un effort de compression.

$$A = A_u - \frac{N}{100 \sigma_s}$$

$$A = 0.41 - \frac{2311.2}{100 \times 201.63} = 0.325 \text{ m}^2$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2.1)

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_u, A_{ser}, A_{min})$

$$A = A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A = 0.966 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte soit : **4HA8 /ml ; St = 25 cm ; As=2.01cm²**

-Armatures de répartitions

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où : $A_r = 0.5025 \text{ cm}^2/\text{ml}$; On adopte soit : **4Ø6 /ml**

-Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1, 1)

On doit vérifier les contraintes de cisaillement de béton égalant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \tau_u = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPA}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{1.15} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ MPA} \leq 3.25 \text{ MPA(C.V)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

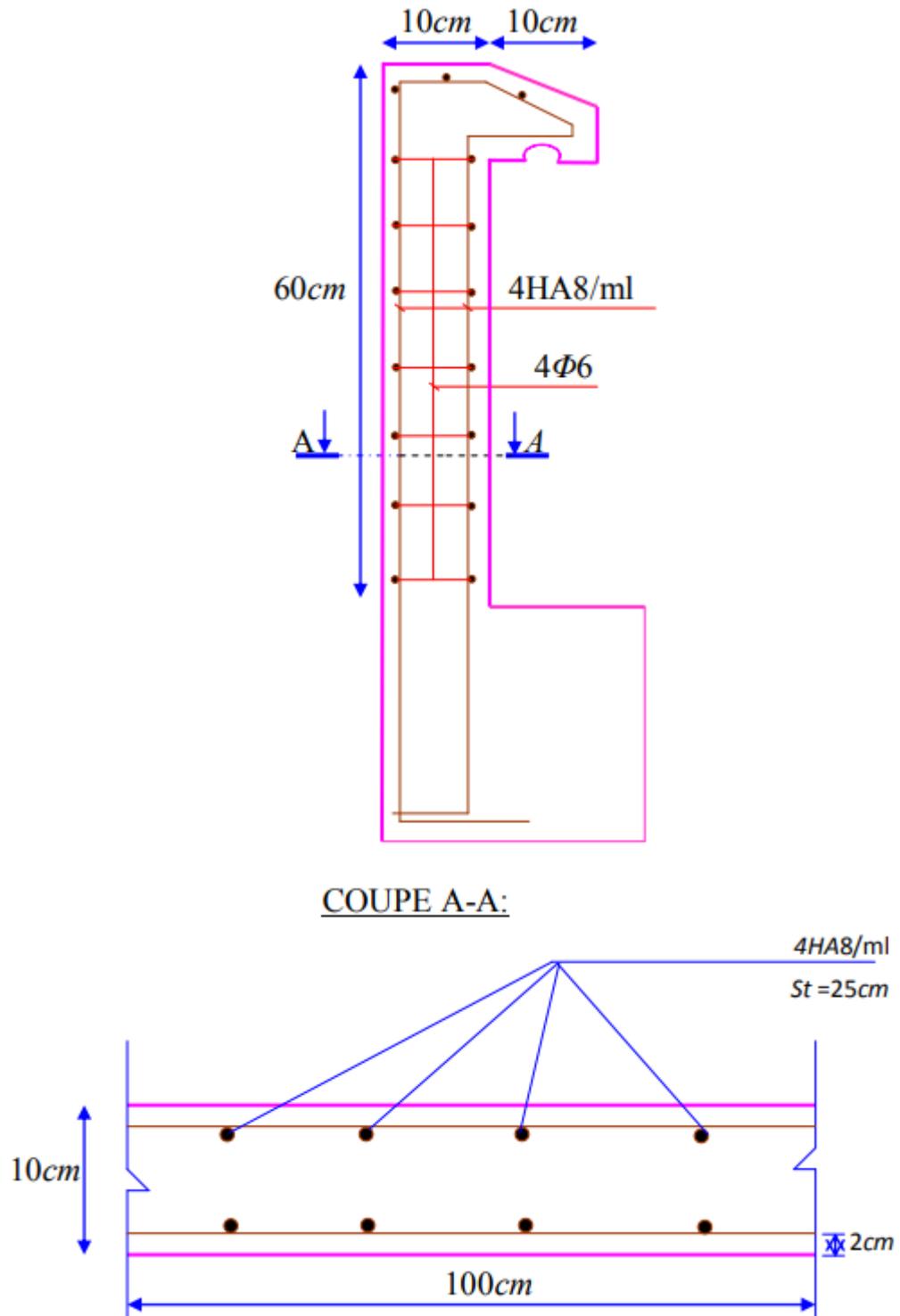


Figure3.4.Ferrailage de l'acrotère..Source (auteur.2022)

3.2 Etude des balcons

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastrée à son extrémité. Par ailleurs il est également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

Ils seront ainsi soumis aux charges suivantes :

- Un poids propre.
 - La charge d'exploitation.
 - Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
 - Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.
- Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur

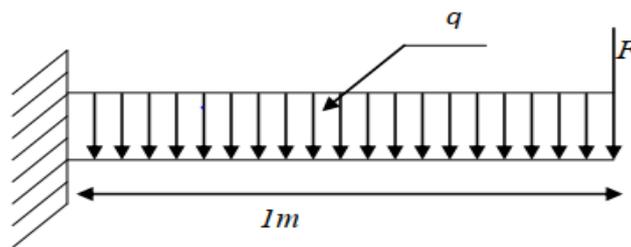


Figure 3.5 Schéma statique de balcon

Source : (Auteurs, 2022)

Epaisseur de la dalle : $e = 15\text{cm}$

3.2.1 Evaluation des charges

$$G = 6.53\text{KN/m}^2; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

- La charge concentrée (maçonnerie)

- Brique creuse (10cm) $9 \times 0.1 = 0.9\text{KN/ml}$
- Enduit en ciment (2cm)..... $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$
- Garde corps (fixé sur maçonnerie)..... $0.40 \times 1 = 0.40 \text{ KN/ml}$

$$f = 1,66 \text{ KN/ml}$$

$$F = f \times 1 = 1,66 \text{ KN/ml}$$

Moment dû à la main courante :

Pour une bande de 1 m de largeur :

3.2.2 Sollicitation de calcul

A. Détermination des efforts

$$T_u = (1,35 \times (6,53 + 1,66) + (1,5 \cdot 3,5)) \cdot 1$$

$$T_u = 16,30 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = G + F + Q$$

$$T_{ser} = 11,69 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } M_u = 1,35 \left(Fl + G \frac{l^2}{2} \right) + 1,5 \left(Q \frac{l^2}{2} + M \right)$$

$$M_u = 1,35 \left(1,66 \times 1 + 6,53 \frac{l^2}{2} \right) + 1,5 \left(3,5 \frac{l^2}{2} + 1,5 \right)$$

$$M_u = 11,52 \text{ N.m}$$

$$\text{➤ } M_{ser} = Fl + G \frac{l^2}{2} + Q \frac{l^2}{2} + M$$

$$M_{ser} = 1,66 \times 1 + 6,53 \frac{l^2}{2} + 3,5 \frac{l^2}{2} + 1,5$$

$$M_{ser} = 8,175 \text{ kN.m}$$

3.2.3 Calcul de ferrailage

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $M_u = 11,52 \text{ KN.m}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,52}{1(0,9 \times 0,16)^2 \times 14,17} \times 10^{-2}$$

$$\mu = 0,048 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,06$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \text{ donc } Z = 12,69 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 2,6 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10/ml = 3,14 cm²

➤ **Les Armatures de répartition**

$$\frac{A}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A}{2} A_{rep} = 1.57 \text{ m}^2$$

Soit: $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23 A_{s \min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 3,14 > 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$$

$\Rightarrow 3,14 > 1,57$ (ok) La condition est vérifiée

3.2.4 Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A. 5. 1.2.1.1)

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcul.

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{25}{1.5}, 4 \text{Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5, 4 \text{Mpa}) = 2.5 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V_u : l'effort tranchant ultime

$$V_u = 16.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.30 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.125 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.125 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. On placera des armatures de répartition.

➤ **Armatures de répartition**

Les armatures de répartition sont déduites par la formule suivante :

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

Donc on adopte : **4HA8** de section **2.01 cm²/ml**

➤ **Conditions à respecter**

Diamètre minimal : La fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6mm ⇒ condition vérifiée. Puisque le diamètre choisi est de 8mm.

Espacement minimal : En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales dans le sens porteur doit respecter la condition suivante : $S_t \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

3.2.5 Vérification des contraintes à ELS

Position de l'axe neutre :

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

$$\Rightarrow 50y^2 - 15 \times 3,14(13-y) = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 612,3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,06\text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n.A'_s (y-c') + n.A_s (d-y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3.06^3 + 15 \times 3.14 \times (13-3.06)^2$$

$$I = 5608,74 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{8.175 \times 10^6}{5608,74 \times 10^4} \times 30.6 = 4.5 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\sigma_b = 4.5 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Schéma de ferrailage du balcon**

Les armatures principales seront bien ancrées dans les poutres, et les armatures de répartition seront placées en haut.

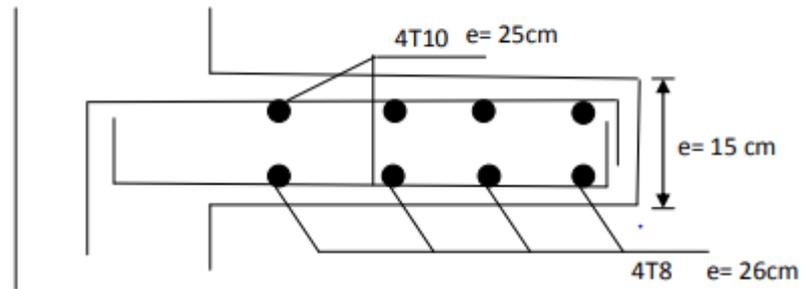


Figure 3.6 Schéma de ferrailage du balcon .Source (auteur.2022)

3.3 Etude et ferrailage des escaliers

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

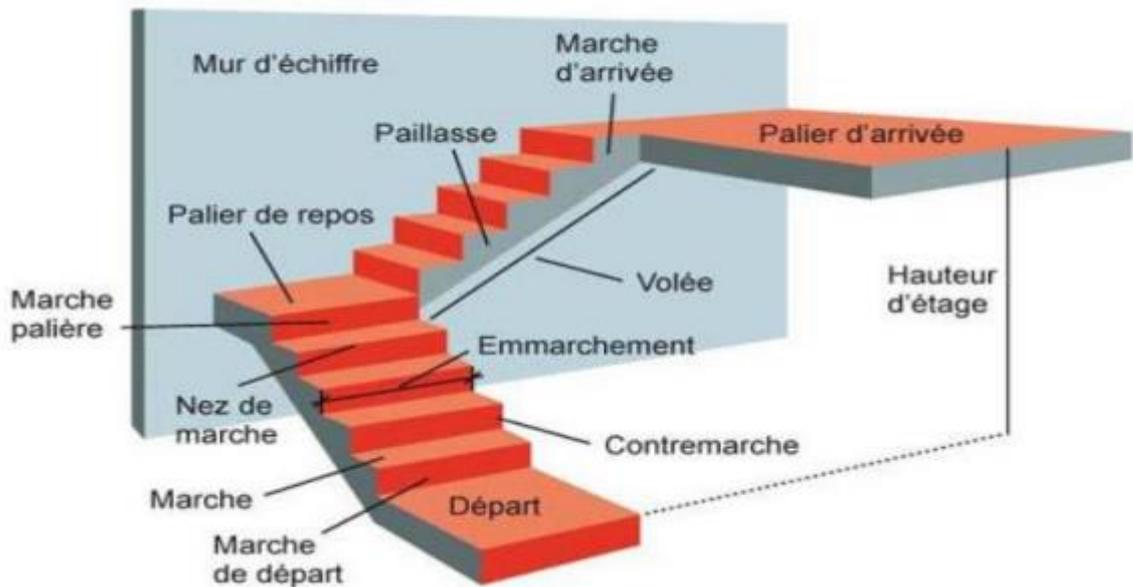


Figure 3.7. Schéma d'escalier. Source (<https://www.univ-chlef.dz/>)

3.3.1. Calcul de ferrailage

Dans ce projet, nous avons deux types des escaliers.

Type 01 : Escalier droit de trois volés

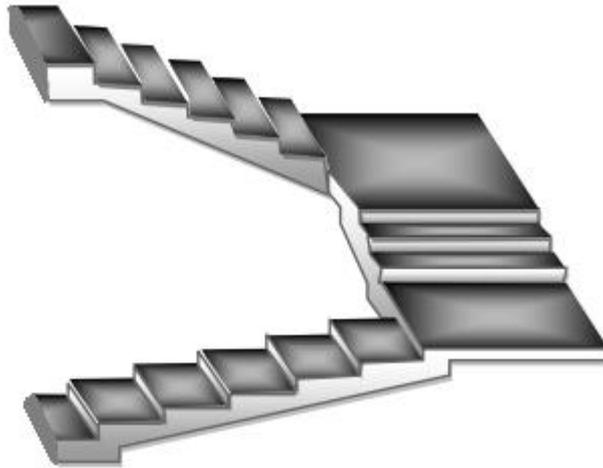


Figure 3.8. escalier 3 volés. Source (<https://www.univ-chlef.dz/>)

➤ **Calcul des sollicitations à ELU**

Palier :

$$G = 5.15 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$G = 8.29 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Pour une bande de 1 ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Palier :

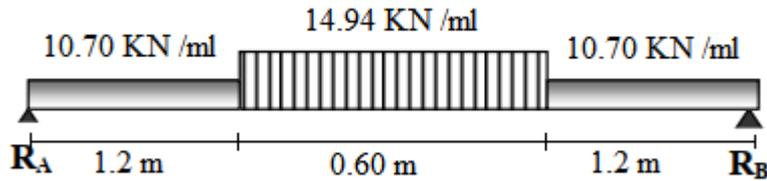
$$q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5 = 10.70 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$q_2 = 1.35 \times 8.29 + 1.5 \times 2.5 = 14.94 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge équivalente**

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$



On a :

$$L_1 = 1.2 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.60 \text{ m}$$

$$L_3 = 1.2 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } q_{eq} = 11.548 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments**

$$\text{Moment (max)} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q l^2}{2} = \frac{11.548 \times 3^2}{2} = 51.96 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{\max} = \frac{11.548 \times 3^2}{8} = 12.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \cdot M_{\max} = 11.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_{a1} = 0.30 \cdot M_{\max} = 3.89 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPA ; } f_e = 400 \text{ MPA } \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

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

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

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

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

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$A_{\min} = \frac{2.1 \times 13 \times 100 \times 0.23}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Tableau 3.1. Les résultats de ferrailage d'escalier à trois volées

section	b (cm)	d (cm)	Mu(KN.m)	μ	α	Z (cm)	$A_{s \text{ min}}$	A_s (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
travée	100	13	11.04	0.046	0.058	12.69	1.56	3.304	5T ₁₂ =5.65
appuis	100	13	3.89	0.016	0.020	12.89	1.56	1.133	4T ₁₀ =3.14

➤ **Condition de non fragilité**

La section minimale :

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature de répartition**

En travée : $A_{re} = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,422 \text{ cm}^2$; on adopte : 3 T₁₀=2.36cm²

En appuis : $A_{re} = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$; on adopte : 3 T₈=1.52cm²

➤ **Calcul de l'espacement des barres**

$$S_t \leq S_{t \text{ max}} = \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(36\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

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

On prend **S_t = 20 cm.**

➤ **Vérification à ELU**

-Contrainte tangentielle du béton

Fissuration non préjudiciable : L=3 m

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA}\right) \dots \dots \dots \text{Selon le B.A.E.L article A.5.1,2[1]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPA}\right) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V_U = \frac{qL}{2} = \frac{11,548 \times 3}{2} = 17,376 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{17,37 \times 10^3}{1000 \times 13} = 0,13 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,17 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.167 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.26 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Calcul à E.L.S**

Palier :

$$G = 5.15 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$G = 8.29 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Pour une bande de 1 ml

$$q_u = G + Q$$

Palier :

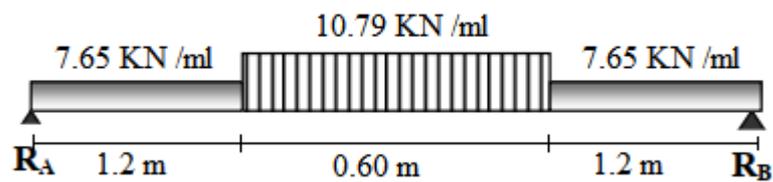
$$q_1 = q_3 = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN /ml}$$

Paillasse :

$$q_2 = 8.29 + 2.5 = 10.79 \text{ KN /ml}$$

➤ **Charge équivalente**

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$



On a :

$$L_1 = 1.2 \text{ m}$$

$$L_2 = 0.60 \text{ m}$$

$$L_3 = 1.2 \text{ m}$$

Alors : $q_{eq} = 8.278 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des moments L=3 m**

$$\text{Moment (max)} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q l^2}{2} = \frac{8.278 \times 3.8^2}{2} = 37.251 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{\max} = \frac{8.278 \times 3^2}{8} = 9.312 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85.M_{\max} = 7.915 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui 1 : } M_{a1} = 0.30.M_{\max} = 2.793 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes maximales du béton**

Il faut vérifiée : $\alpha_u > \alpha$

$$\alpha_u > \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée : $\alpha = 0.100$ (Tableau)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_T} = \frac{11.04}{7.915} = 1.394 ; f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.447 > \alpha = 0.100 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Sur appui : $\alpha = 0.027$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_T} = \frac{3.89}{2.793} = 1.392$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.446 > \alpha = 0.027 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

➤ **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$1- h/L \geq 1/16 \frac{12}{300} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{ CNV}$$

$$2- A_s / b d \leq 4.2 / f_c \frac{5.65}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$3- h/L \geq \frac{M_l}{20 M_0} \longrightarrow 0.04 \leq 0.0424 \dots\dots\dots \text{ CNV}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le [BAEL 91][1] la flèche totale est : $\Delta \delta = \delta_v - \delta_i$

$$\delta_i = \frac{L^2 M_{ser}}{10 E I_{\delta_i}}$$

$$\delta_v = \frac{L^2 M_{ser}}{10 E I_{\delta_v}}$$

δ_i : Flèche due aux charges instantanées

δ_v : Flèche due aux charges différées

➤ **Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) [1] :**

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour Valeur : $\Delta f_t < f_{adm}$

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

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : La flèche due à l'ensemble de la charge appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons

f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément.

Il faut avoir :

➤ $\frac{L}{500} \dots \dots \dots L \leq 5m$

➤ $\frac{L}{500} + 0.5 \dots \dots \dots L \geq 5$

Donc : $f_{adm} = \frac{L}{500}$

➤ **Moment d'inertie de la section totale homogène «I₀» :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \left(\frac{h}{2} - V\right)^2 + 15A_s \times (d - v)^2$$

$$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d\right) / (b \cdot d + 15A_s)$$

$V = 7.418 \text{ cm}^2$

$I_0 = 17377.873 \text{ cm}^2$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène réduite «I» :**

$$I = \frac{by^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - y\right)^2$$

➤ **La Position De L'axe Neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s - d' \cdot A'_s) = 0$$

$$100y^2 + 169.5y - 1695 = 0$$

$$\Delta = 706730.25$$

On prend la racine positive : $y = 3.18 \text{ cm}$

Donc :

$$I = \frac{100 \times 3.18^3}{12} + 5.65 \times (10 - 3.14)^2 = 530.77 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul les coefficients**

$$\lambda_i = 0.05 \times \frac{f_{t28}}{5P}; \quad p = \frac{A_s}{bd} = 0.0056 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPA}$$

Donc : $\lambda_i = 3.75$; $\lambda_v = 0.4\lambda_i = 1.5$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPA}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.39 \text{ MPA}$$

➤ **flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :**

La combinaison : $q = 1.35G$ (Pour 1ml)

- Palier : $q_1 = q_3 \ 1.35 \times 5.15 = 6.96 \text{ KN/ml}$

-paillasse : $q_2 = 1.35 \times 8.29 = 11.19 \text{ KN/m}$

La charge équivalente :

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$

$$q_e = 7.806 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment et contrainte :

$$M_{\max} = 8.781 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85 \cdot M_{\max} = 7.463 \text{ KN .m}$$

$$\delta_s = 15M_s(d - y) / I = 15 \times 7.463 \times 10^4 (10 - 3.18) / 530.77 = 14384.10 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\delta_s + f_{t28}} = 0.988$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 4062.83 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = 5.13 \text{ mm}$$

➤ **Flèche diffère due à G : « f_{gv} » :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 7707.71 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = 8.12 \text{ mm}$$

➤ **Flèche due à G+Q : « f_{pi} » :**

$$\delta_s = 15M_s(d - y) / I , \dots \dots \dots M_s = M_t = 7.915 \text{ KN .m}$$

$$\delta_s = 15M_s(d - y) / I = 15255.28 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\delta_s + f_{t28}} = 0.989$$

$$I_{fP} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 4059.60 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 5.45 \text{ mm}$$

➤ **Flèche instantanée due à « j »**

On à la combinaison : $q=1.35j$

(j : charge permanente avant la mise en place le revêtement)

- Palier : $q_1=q_3= 1.35 \times 4.15= 5.60 \text{ KN/ml}$

-paillasse : $q_2=1.35 \times 7.29= 9.84 \text{ KN/m}$

La charge équivalente :

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$

$$q_e = 6.44 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment et contrainte :

$$M_{\max} = 7.245 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85 \cdot M_{\max} = 6.158 \text{ KN.m}$$

$$\delta_s = 15M_s(d - y) / I = 11868.85 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\delta_s + f_{t28}} = 0.986$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 4069.32 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 4.2 \text{ mm}$$

Donc :

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

$$\Delta f_t = 8.12 - 4.2 + 5.45 - 5.13$$

$$\Delta f_t = 4.24 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l}{500} \dots\dots Si: L \leq 5m \\ \bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \dots\dots Si: L > 5m \end{cases}$$

$L=3 \text{ m} \quad \longrightarrow \bar{f} = \frac{300}{500} = 6 \text{ mm}$

$\Delta f_t = 4.24 \text{ mm} < \bar{f} = 6 \text{ mm} \dots\dots\dots C.V$

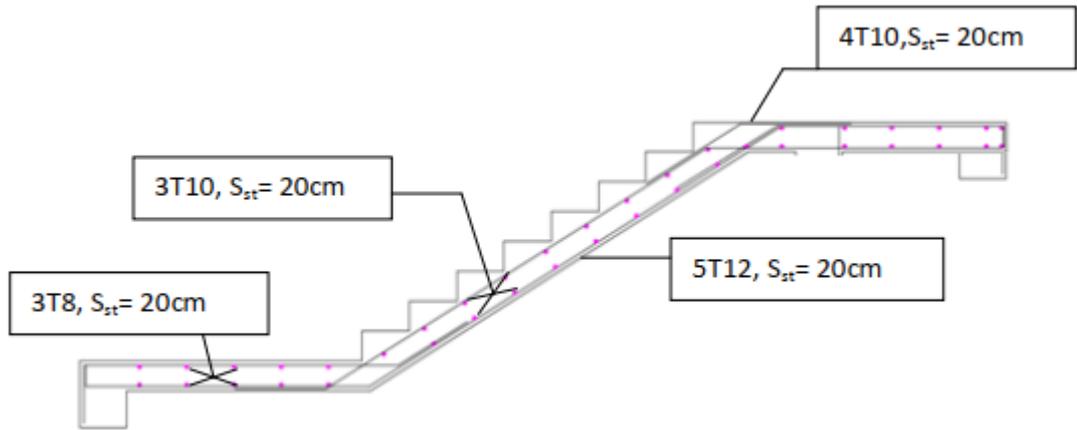


Figure 3.9 Ferrailage des escaliers 3 volées Source (Auteur, 2022)

Type 01 : Escalier droite de deux volé

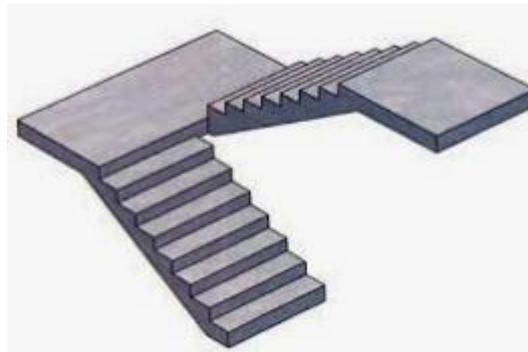


Figure 3.10 Schéma escaliers deux volé Source (<https://www.univ-chlef.dz/>)

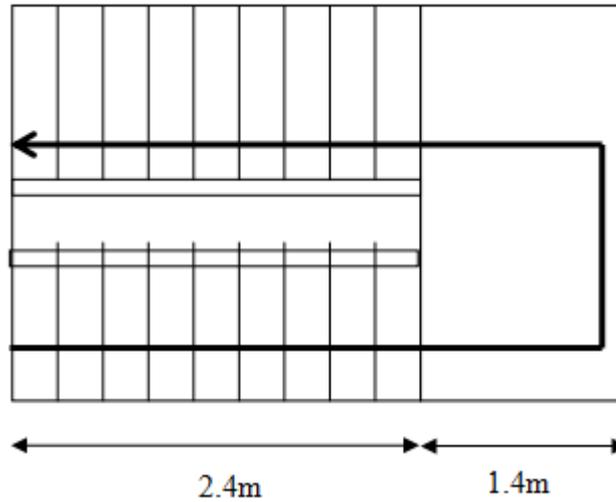


Figure 3.11. Schéma escaliers deux volé. Source (<https://www.univ-chlef.dz/>)

➤ **Calcul des sollicitations à ELU**

Palier :

$$G = 4.4 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$G = 7.075 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Pour une bande de 1 ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Palier :

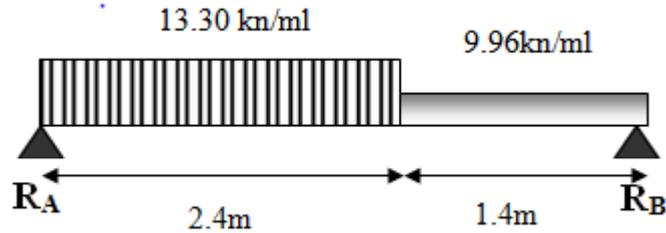
$$q_1 = 1.35 \times 4.4 + 1.5 \times 2.5 = 9.69 \text{ KN /ml}$$

Paillasse :

$$q_2 = 1.35 \times 7.075 + 1.5 \times 2.5 = 13.30 \text{ KN /ml}$$

➤ **Charge équivalente**

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$



On a :

$$L_1 = 2.4\text{m}$$

$$L_2 = 1.4\text{m}$$

Alors : $q_{eq} = 11.02 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des moments**

$$\text{Moment (max)} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q l^2}{2} = \frac{11.02 \times 3.8^2}{2} = 79.56 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{\max} = \frac{11.02 \times 3.8^2}{8} = 19.89 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \cdot M_{\max} = 16.90 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui 1 : } M_{a1} = 0.30 \cdot M_{\max} = 5.96 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPA} ; f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

On utilise les formules suivantes :

$$h = 12 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

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

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

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$A_{\min} = \frac{2.1 \times 10 \times 100 \times 0.23}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

Tableau 3.2 Les résultats de ferrailage d'escalier à deux volées

section	b (cm)	d (cm)	Mu(KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{smin}	As (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
travée	100	10	16.90	0.119	0.158	9.36	1.20	5.18	6T ₁₂ =6.79
appuis	100	10	5.96	0.042	0.053	9.78	1.20	1.82	4T ₁₀ =3.14

➤ **Condition de non fragilité**

La section minimale :

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature de répartition**

En travée : $A_{re} = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,6975 \text{ cm}^2$; on adopte : 3 T₁₀=2.36 cm²

En appuis : $A_{re} = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$; on adopte : 3 T₈=1.52 cm²

➤ **Calcul de l'espacement des barres**

$$S_t \leq S_{t \max} = \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm.}$$

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

On prend **S_t = 20 cm.**

➤ **Vérification à ELU**

-Contrainte tangentielle du béton

➤ **Fissuration non préjudiciable : L=3.8m**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA}\right) \dots \dots \dots \text{Selon le B.A.E.L article A.5.1,2}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPA}\right) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$V_U = \frac{qL}{2} = \frac{11,02 \times 3,8}{2} = 20,93 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{20,93 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,20 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,20 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Fissuration très préjudiciable:**

$$\bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,20 \leq \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **calcul à E.L.S**

Palier :

$$G = 4.4 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$G = 7.075 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Pour une bande de 1 ml

$$q_u = G + Q$$

Palier :

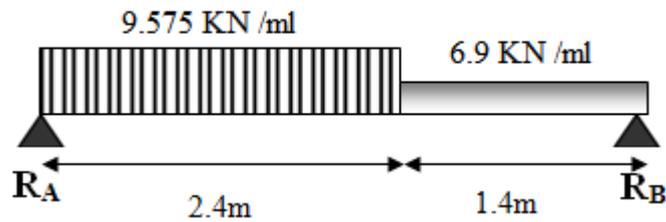
$$q_1 = 4.4 + 2.5 = 6.9 \text{ KN /ml}$$

Paillasse :

$$q_2 = 7.075 + 2.5 = 9.575 \text{ KN /ml}$$

➤ **Charge équivalente**

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$



On a :

$$L_1 = 2.4 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.4 \text{ m}$$

Alors : $q_{eq} = 8.589 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des moments** $L = 3.8 \text{ m}$

$$\text{Moment (max)} = \frac{q_e \times l^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = \frac{q l^2}{2} = \frac{8.589 \times 3.8^2}{2} = 62.01 \text{ kn.m}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{\max} = \frac{8.589 \times 3.8^2}{8} = 15.50 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 \cdot M_{\max} = 13.17 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui 1 : $M_{a1} = 0.30.M_{max} = 4.65 \text{ KN.m}$

Il faut vérifiée : $\alpha_u > \alpha$

$$\alpha_u > \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée : $\alpha = 0.25 \dots$ (Tableau)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_T} = \frac{16.9}{13.17} = 1.283 ; f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.891 > \alpha = 0.25 \dots \text{ CV}$$

Sur appui : $\alpha = 0.08$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_T} = \frac{5.96}{4.65} = 1.28$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39 > \alpha = 0.08 \dots \text{ CV}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

➤ **Vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$1- h/L \geq 1/16 \frac{10}{380} \geq \frac{1}{16} \dots \text{ CNV}$$

$$2- A_s / b d \leq 4.2 / f_c \frac{6.79}{100 \times 10} \leq \frac{4.2}{400} \dots \text{ CV}$$

$$3- h/L \geq \frac{M_l}{20 M_0} \quad 0.020 \leq 0.0425 \dots \text{ CNV}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est : $\Delta \delta = \delta_v - \delta_i$

$$\delta_i = \frac{L^2 M_{ser}}{10 E_{I_{\delta_i}}}$$

$$\delta_v = \frac{L^2 M_{ser}}{10 E_{I_{\delta_v}}}$$

δ_i : Flèche due aux charges instantanées

δ_v : Flèche due aux charges différées

➤ **Evaluation des flèches (BAEL91 B.6.5, 2) :**

La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour Valeur : $\Delta f_t < f_{adm}$

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

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : La flèche due à l'ensemble de la charge appliquée au moment de la mise en ouvre des cloisons

f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément.

Il faut avoir :

- $\frac{L}{500} \dots \dots \dots L \leq 5m$
- $\frac{L}{500} + 0.5 \dots \dots \dots L \geq 5$

Donc : $f_{adm} = \frac{L}{500}$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène «I₀» :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \left(\frac{h}{2} - V\right)^2 + 15A_s \times (d - v)^2$$

$$V = \left(\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d\right) / (b \cdot d + 15A_s)$$

V=6.448cm²

I₀=10675.363 cm²

- **Moment d'inertie de la section homogène réduite «I » :**

$$I = \frac{by^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - y\right)^2$$

- **La Position De L'axe Neutre :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s - d' \cdot A'_s) = 0$$

$$100y^2 + 203.7hy - 1629.6 = 0$$

On prend la racine positive : y=3.14cm

Donc :

$$I = \frac{100 \times 3.14^3}{12} + 6.79 \times (8 - 3.14)^2 = 3437.62 \text{ cm}^4$$

- **Calcul les coefficients**

$$\lambda_i = 0.05 + \frac{f_{t28}}{5P}; \quad p = \frac{A_s}{bd} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

Donc : $\lambda_i = 2.625$; $\lambda_v = 0.4\lambda_i = 1.05$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 \text{ MPa} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.39 \text{ MPA}$$

➤ **flèche instantanée due à G ; « f_{gi} » :**

La combinaison : $q = 1.35G$ (Pour 1ml)

- Palier : $q_2 = 1.35 \times 4.4 = 5.94$ KN/ml

-paillasse : $q_1 = 1.35 \times 7.075 = 9.55$ KN/m

La charge équivalente :

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$

$$q_e = 8.22 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment et contrainte :

$$M_{\max} = 14.83 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85 \cdot M_{\max} = 12.60 \text{ KN.m}$$

$$\delta_s = 15 M_s (d - y) / I = 2672.02 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \delta_s + f_{t28}} = 0.958$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 3341.034 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = 1.69 \text{ mm}$$

➤ **Flèche diffère due à G : « f_{gv} » :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = 5854.179 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = 2.89 \text{ mm}$$

➤ **Flèche due à G+Q : « f_{pi} » :**

$$\delta_s = 15 M_s (d - y) / I, \dots \dots \dots M_s = M_t = 13.175 \text{ KN.m}$$

$$\delta_s = 15 M_s (d - y) / I = 2793.96 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \delta_s + f_{t28}} = 0.959$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 3338.54 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 1.77 \text{ mm}$$

➤ **Flèche instantanée due à « j »**

On à la combinaison : $q=1.35j$

(j: charge permanente avant la mise en place le revêtement)

- Palier : $q_2= 1.35 \times 3.4= 4.64$ KN/ml

-paillasse : $q_1=1.35 \times 6.075= 8.20$ KN/m

La charge équivalente :

$$q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$$

$$q_e = 6.88 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du moment et contrainte :

$$M_{\max} = 12.41 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0.85 \cdot M_{\max} = 10.55 \text{ KN .m}$$

$$\delta_s = 15 M_s (d - y) / I = 2237.28 \text{ MPA}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \delta_s + f_{t28}} = 0.620$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = 4469.22 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 1.05 \text{ mm}$$

Donc :

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

$$\Delta f_t = 2.89 - 1.05 + 1.77 - 1.69$$

$$\Delta f_t = 1.92 \text{ mm}$$

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

$$L=3.8 \text{ m} \longrightarrow \bar{f} = \frac{380}{500} = 7.6 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 1.92 \text{ mm} < \bar{f} = 7.6 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

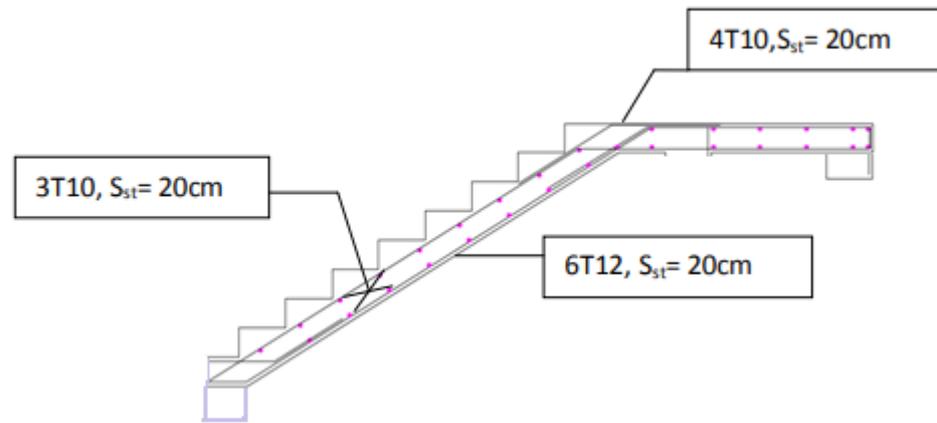


Figure 3.12 Schéma de ferrailage des escaliers Source (auteur.2022)

3.4 Etude de la poutre palière

Elle est soumise à la flexion simple et la torsion

-La flexion simple elle provient des poids propre de la poutre palière ainsi que la réaction d'escalier.

- la torsion elle provient de l'effort horizontal qui a été exercé par les volées sur la poutre Elle est prévue pour être un support d'escalier.

3.4.1. Pré dimensionnement de la poutre palière

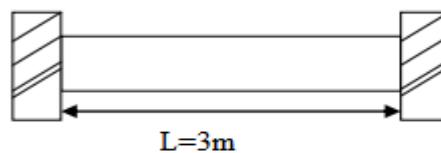


Figure 3.13 Poutre palière. Source (auteur.2022)

Elle est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.00m.

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$20 \leq h \leq 30 \longrightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow b = 20 \text{ cm}$$

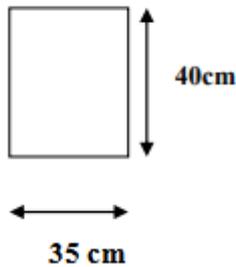
En suivant de l'article 7.5.1 de l'RPA99/2003, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après

$$b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prend } b = 35 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$1 \leq \frac{h}{b} \leq 4 \frac{40}{35} = 1.14 \leq 4 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Donc on adopte une section de 35x40 (cm²).



3.4.2. Evaluation des charges

Poids propre : PP = 0,35 x 0,40 x 25 = 3.5 KN/ml.

Réaction des escaliers :

Tableau 3.3.Sollicitation du calcul

	Réaction (KN)		Moment (KN.m)		Effort tranchant (KN)
	R1	R2	Travée	Appui	
				M1	
ELU	20.32	35.73	16.9	5.96	79.56
ELS	14.53	25.56	13.17	4.65	62.01

ELU :40.45KN/ml

ELS : 29.06 KN/ml

- Les Charge et les moments :

ELU :

$$q_u = 1.35 \times 3.5 + 35.73 = 40.45 \text{ KN/ml}$$

Appui :

$$M_u = \frac{q_e \times l^2}{12} = \frac{40.45 \times 3^2}{12} = 30.33 \text{ KN/ml}$$

Travée :

$$M_t = \frac{q_e \times l^2}{24} = \frac{40.45 \times 3^2}{24} = 15.16 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = 3.5 + 25.56 = 29.06 \text{ KN/ml}$$

Appui :

$$M_s = \frac{q_e \times l^2}{12} = \frac{29.06 \times 3^2}{12} = 21.79 \text{ KN/ml}$$

Travée :

$$M_t = \frac{q_e \times l^2}{24} = \frac{29.06 \times 3^2}{24} = 10.90 \text{ KN/ml}$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_e \times l}{2} = 45.49 \text{ KN}$$

$$T_s = \frac{q_e \times l}{2} = 43.59 \text{ KN}$$

3.4.3. Ferrailage de la poutre palière à la flexion

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable donc le ferrailage est en ELU.

$$- A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$- \mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$- \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.17$$

$$- \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.932$$

Si $\mu < \mu_{ab} = 0.186$ donc :

Section simplement armée, donc $A_s = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$$

Tableau 1.4.ferraillage de poutre palière a la flexion

section	b (cm)	d (cm)	Mu(KN.m)	M	α	β	As (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
appui	35	38	30.33	0.042	0.053	0.978	2.245	2T ₁₂ =2.26
travée	35	38	21.79	0.030	0.038	0.988	1.667	2T ₁₂ =2.26

➤ **Vérifier la condition de non fragilité**

La section minimale : $A_{st} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

$f_e = 400 \text{ MPA}$

$d = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$

$b = 35 \text{ cm}$

$A_{st(\text{min})} \geq 0.23 \times 0.35 \times 0.38 \times \frac{2.1}{400} = 1.6 \text{ cm}^2$

$A_s \text{ appui} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

$A_s \text{ travée} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

3.4.4 Vérification de l'effort tranchant(CBA93 A.5.1.2.1.1)[3]

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcule.

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$\bar{\tau}_u = \min (0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa})$

$\bar{\tau}_u = \min (0.20 \frac{25}{1.5}, 5\text{Mpa})$

$\bar{\tau}_u = \min (3.33, 5\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa}$

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

V_u :l'effort tranchant ultime

$V_u = 45.49 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{45.49 \times 10^3}{350 \times 380} = 0.342\text{MPA}$

$$\tau_u = 0.342 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. (Pas de risque de cisaillement)

3.4.5 Espacement des armatures transversales

A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = \min (0,9 \times 38 ; 40\text{cm}) = 34,2\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 25\text{cm}$

3.4.6 Section minimale d'armature d'âme A_t

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPA}\right)$$

$$\frac{\tau_u}{2} = \frac{0.342}{2} = 0.171 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 350 \times 250}{400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

On adopte : $T8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

3.4.7 Vérification des contraintes à ELS

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ (C.B.A93 A4.5.2)

$$\sigma_{bc} = k \times y$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{-15A_s}{b} + \frac{\sqrt{(-15A_s)^2 + (30.d.b.A_s)}}{b} \text{ (position de l'axe neutre)}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.(15 \times (d-y)^2)$$

Tableau 3.5.Vérification de la contrainte

Section	Moment ELS(kn.m)	b (cm)	D (cm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K	σ _{bc} MPA	σ̄ _{bc} MPA	obs
Appui	21.79	35	38	3.39	9.15	196209.93	0.11	1.006	15	cv
Travée	10.9	35	38	2.36	7.81	210630.88	0.051	0.43	15	cv

3.4.8 Vérification de la flèche

Conditions de non vérification de la flèche :(CBA93 B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{40}{300} \Rightarrow 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \frac{40}{300} \Rightarrow 0.13 > \frac{0.075 M_0}{10M_0} = 0.075 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \frac{2.36}{35 \times 38} \Rightarrow 0.001 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots CV$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

-Calcul de la poutre palière à la torsion:

➤ **Moment de torsion(M_{tor}) :**

La poutre palière est soumise à deux moments de torsion de palier et de paillasse.

$$M_{tor} = \frac{1}{2} M_{appui} = \frac{1}{2} \times 21.79 = 10.89 \text{KN.m}$$

➤ contrainte tangentielle de torsion : Avec :

$$\Omega = (h - b_0)(b - b_0) \text{ , aire du contour à mi- épaisseur , } b_0 = \frac{b}{6} \text{ épaisseur de la section creuse}$$

$$b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (h - b_0)(b - b_0) = (400 - 50)(350 - 50) = 105000 \text{mm}^2$$

$$\tau_u = \frac{M_t}{2.\Omega.b_0} = \frac{10.89 \times 10^3}{2 \times 105000 \times 50} = 0,001 \text{ MPa}$$

D'après le (BAEL 91 article 5.4.3), On doit vérifier que :

$$\tau_{utor}^2 + \tau_{uflex}^2 < \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 = 11,08 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{utor}^2 + \tau_{uflex}^2 = 0,003^2 + 0,69^2 = 0,48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 11,08 \text{ MPa} \dots\dots CV$$

➤ **Détermination des armatures :**

_Armatures longitudinales (A_l) :

$$A_l \geq \frac{M_{tor} \cdot \gamma_s \cdot \mu}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

$\mu = 2 \times [(35 - 5) + (40 - 5)] = 130 \text{ cm}$, (périmètre de l'aire Ω de la section efficace)

$$A_l \geq \frac{10.89 \times 10^5 \times 1,15 \times 130}{2 \times 105000 \times 400} = 4.23 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T14 = 6,16cm²

-Armatures transversales :

$$\left[\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \geq \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t \geq \frac{M_{tor} \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{10.89 \times 10^5 \times 25 \times 1,15}{2 \times 105000 \times 400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$

✓ **les armatures totales : (flexion+ torsion):**

Pour les armatures longitudinales :

Flexion :

- appui : 4T12

- travée : 2T12

Torsion :

4T14

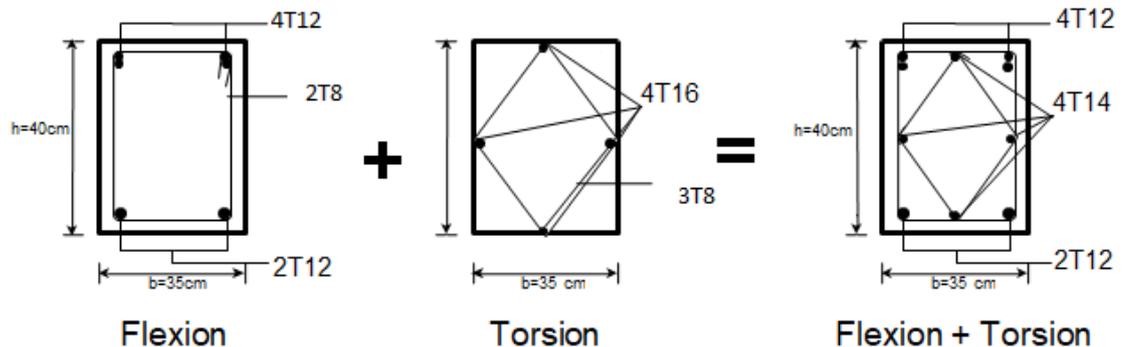


Figure.3.14.Schéma de ferrailage de la poutre palière.Source (auteur.2022)

3.5 Etude Des Planchers

Les planchers sont des aires, généralement horizontales, peuvent être coulés sur place ou préfabriqués selon les cas. Dans le présent projet, nous distinguons deux types : des planchers en

dalle pleine et des planchers en corps creux ; ils seront tous deux coulés sur place. Nous avons adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantages :

- Moins stressées en raison de la diminution de la charge de construction.
- Ces dalles ont la même résistance que les dalles pleines.
- Une bonne isolation phonique et thermique.

Les planchers terrasse et les planchers des étages courants seront exécutés en corps creux ; Ce type de plancher est constitué de : Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.

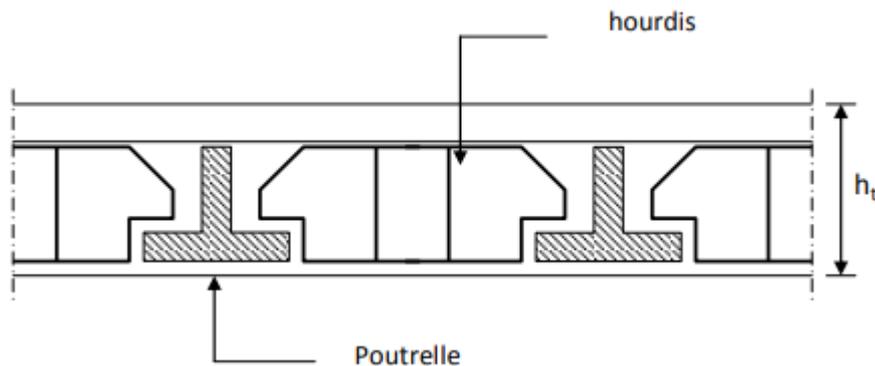


Figure 3.15. Dalle corps creux
Source : (genicivilstore.com)

3.5.1 Calcul des poutrelles

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression

- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.4 \times 25 = 0.12 \text{ kn/ml}$
- poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.618 \text{ kn/ml}$

$$G = 0.738 \text{ kn/ml}$$

- Surcharge d'exploitation du chantier : $0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kn/ml}$

- Combinaisons :

A'ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.738 + 1.5 \times 0.65 = 1.97 \text{ kn/ml}$$

A'ELS

$$P_{\text{ser}} = G + Q = 0.65 + 0.738 = 1.39 \text{ kn/ml}$$

-Le moment maximum isostatique, est donné par

$$M_{\max} = PL^2/8 \text{ (dans notre cas } L_x = 5.3\text{m)}$$

Donc :

$$\text{A L'ELU : } M_u = \frac{p_u L^2}{8} = \frac{1.97 \times 5.3^2}{8} = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELU : } M_s = \frac{p_s L^2}{8} = \frac{0.65 \times 5.3^2}{8} = 2.28 \text{ KN.m}$$

-L'effort tranchant maximum est donné par

$$T_{u \text{ MAX}} = \frac{p_u L}{2} = \frac{1.97 \times 5.3}{2} = 5.22 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{Ser MAX}} = \frac{p_{\text{ser}} L}{2} = \frac{0.65 \times 5.3}{2} = 1.72 \text{ KN.m}$$

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L. U car la fissuration est jugée peu nuisible.

2^{ème} étape : après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage de table de compression, les poutrelles supportant les planchers (G, Q) à charges d'exploitations modérées.

Tableau 3.6. Les charges

L` = 0,65m	G (kn/ml)	Q (kn/ml)	P _u (kn/ml)	P _{ser} (kn/ml)
Plancher terrasse inaccessible	4.65	0.65	7.25	5.3
Plancher terrasse accessible	4.59	0.98	7.67	5.57
Plancher étage courante + RDC	4.03	0.98	6.91	5.01

-Schémas statiques

Type 01

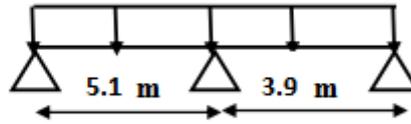


Figure 3.16.Schéma statique de poutrelle à 2travées. Source (Auteurs, 2022)

3.5.2Calcul le moment et l'effort tranchant

-Les méthodes de calcul utilisées pour le calcul des nervures

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée), et des actions appliquées ; les poutrelles (nervures) d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant la méthode approchée dite forfaitaire ou méthode de Caquot. Donc on va utiliser la méthode forfaitaire.

La méthode forfaitaire valide a :

Selon [BAEL 91] chapitre [12 ; 13], Selon Euro code article [2-5 ; 3-4]

Cette méthode est applicable lorsque :

- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire inférieure à deux fois la charge permanente et 5 kN/m^2 ; $Q \leq \text{Max} \{2G, 5\text{ kN/m}^2\}$
- Les moments d'inertie des sections transversales ou leur coffrage sont les même (b, h, b₀, h₀, pour les travées).
 - La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle de ses revêtements.
- Les portées successives sont dans rapport compris entre 0,8 et 1.25.

Dans le cas où une au moins ces condition n'est pas satisfaite, on applique la méthode de Caquot.

-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Surcharge d'exploitation au niveau de la terrasse (terrasse inaccessible) $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

- $Q = 1 \text{ kN/m}^2 < G = 7.15 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ kN/m}^2 < 5.00 \text{ kN/m}^2$CV

- La section est constante dans toutes les travées (les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées)CV
- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable..... CV
- $0.85 < \frac{L_i}{L_{i-1}} < 1.25$CNV



-Méthode de Caquot

Cette méthode applique initialement pour les poutrelles non solidaires des poteaux, a été étendue par la suite au calcul des poutres solidaire des poteaux, est basée sur la méthode des poutres continues.

- Moments aux appuis

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante :

$M_a = 0.15 M_0$ Appui de rives

$M_a = \frac{q_g l_g^3 + l_e^3 \times q_e}{8.5 \times (l_g + l_e)}$ Appui intermédiaire

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

q_g, q_e : Étant le chargement à gauche et à droite de l'appui

l_g, l_e : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

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

-Moment en travée

$M_x = M_{0(x)} + M_g X(1 - \frac{X}{L}) + M_e \times \frac{X}{L}$

Avec :

$M_{0(x)} = (\frac{q}{2} X - \frac{qx^2}{2}) = \frac{qx}{2}(L-x)$

$M_{0(x)} = \frac{qx}{2}(L-x) + M_g X(1 - \frac{X}{L}) + M_e \times \frac{X}{L}$

Le moment est maximum ($M(x) = M_{max}$)

-Effort tranchante

$$\begin{cases} T_g = \frac{M_g + M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_g + M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

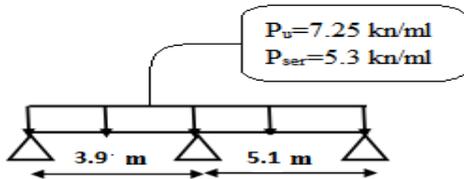
Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré

3.5.3 Calcul les moments et les efforts tranchants (terrasse inaccessible)

➤ **Type 01**



- ELU :

Tableau 3.7 calcule des moments fléchissant et les efforts tranchants

Appuis	A	B	C
Travée	AB		BC
Longueur (m)	3.9		5.1
Longueur fictive (m)	3.9		4.08
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.38	-13.60	0.00
Moment en travée (Kn.m)	7.36		17.63
L'effort tranchant (KN)	11.26		21.16
	-17.28		-15.99

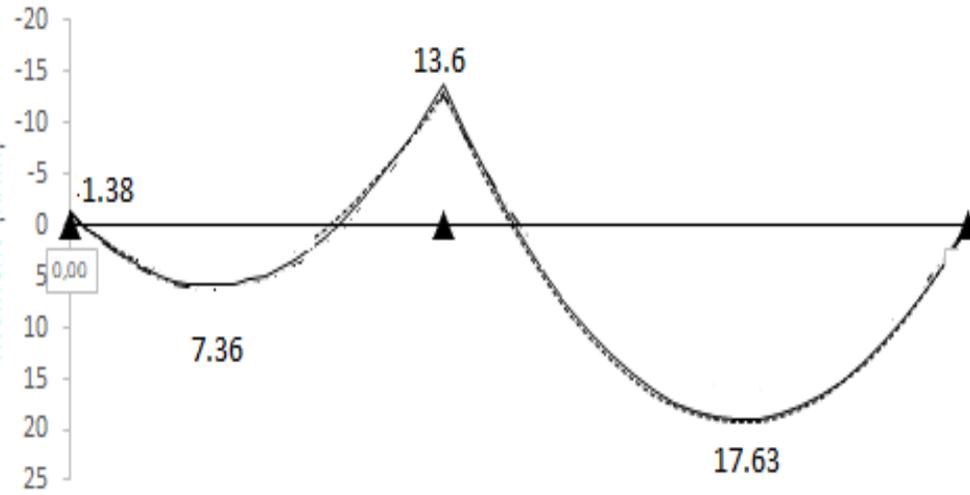


Figure 3.17 Diagramme des moments en (KN.m)

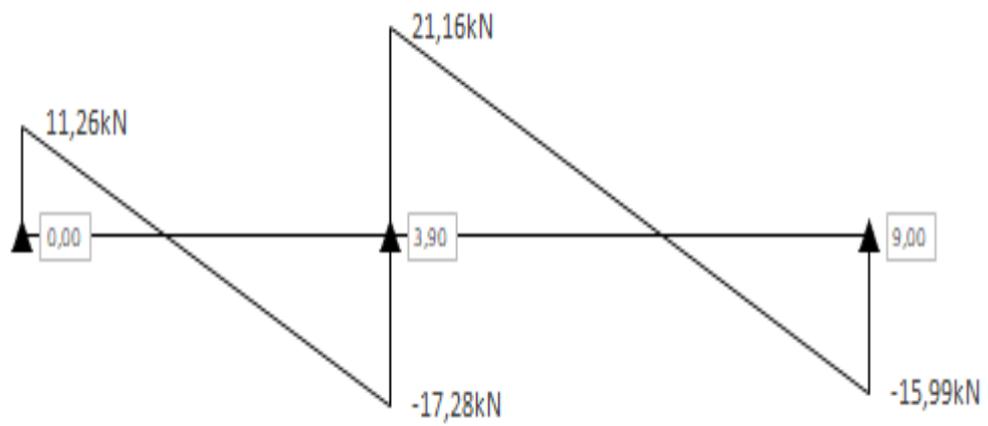


Figure 3.18 Diagramme des efforts tranchants en (KN).

- ELS:

Tableau 3.8 calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

Appuis	A	B	C
Travée	AB		BC
Longueur (m)	3.9		5.1
Longueur fictive (m)	3.9		4.08
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.01	-9.94	0.00
Moment en travée (Kn.m)	5.35		12.86
L'effort tranchant (KN)	8.21		15.46
	-12.63		-11.68

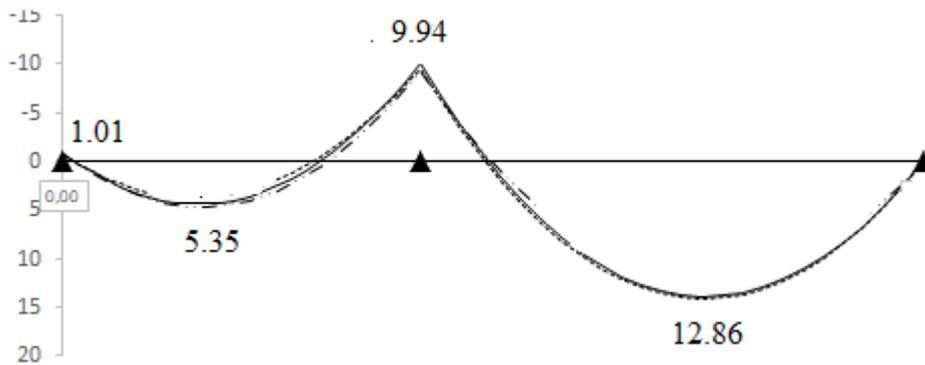


Figure 3.19 Diagramme des moments en (KN.m)

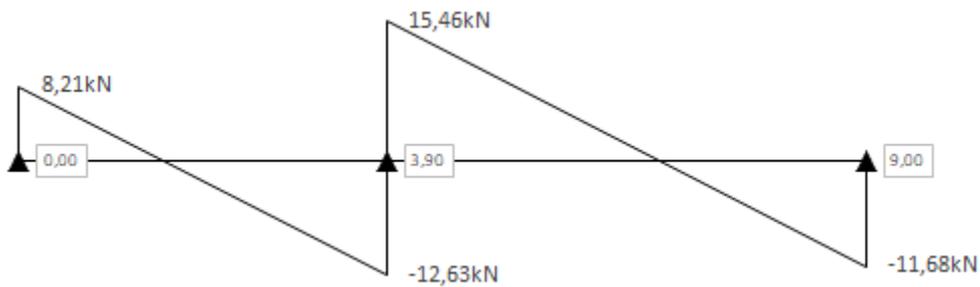


Figure 3.20 Diagramme des efforts tranchants en (KN).

Tableau3.9Sollicitation max du calcul

Terrasses inaccessible	ELU	ELS
Ma max (KN. m)	13.6	9.94
Mt max (KN. m)	17.63	12.86
T max (KN)	21.16	15.46

3.5.4 Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible):

➤ En travée :

M max = 17.63kn.m

$\sigma_b=14, 2$ MPA

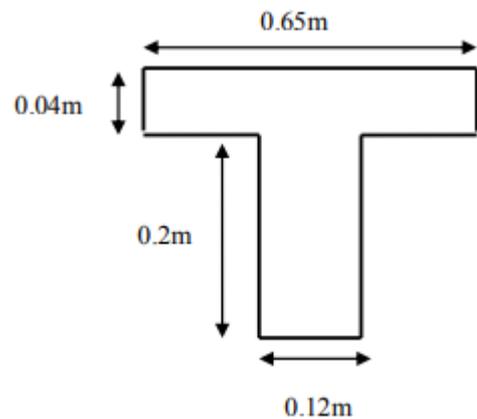
b = 0, 65 m

$\sigma_s= 348$ MPA

H₀= 0, 04 m

h = 0,24m

d = 0,9 h = 0,9×0.24=0.216 m



- Le moment reprise par la table de compression

$M_r= b.h_0. (d-\frac{h_0}{2}). \sigma_b$

$M_r= 0,65 \times 0, 04 \times (0.216 - \frac{0.04}{2}) \times 14.2 \times 10^3 = 72.36$ kn.m

$M_r > M_{max}$ CV

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b=65cm et de hauteur h=24cm.

$\mu = \frac{M_{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17.63 \times 10^3}{14.2 \times 65 \times 21.6^2} = 0.041 \leq \mu_{AB} = 0.392$

→ (A'_S=0) → pivout A

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$

$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$

Z=d.β = 21.16cm

$A_S = \frac{M_{max}}{Z \sigma_S} = \frac{17.63 \times 10^3}{0.2116 \times 348}$

$$A_s=2.39\text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$A_{\min} = \frac{2.1 \times 65 \times 21.6 \times 0.23}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_u = \max (A_s, A_{\min}) = \max (2.39, 1.69) = 1.69 \text{ cm}^2$

On adopte : **3HA 12**($A_s=3.14\text{cm}^2$)

➤ **En appuis**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 12 cm et de hauteur h=24cm.

$$M_{\max} = 13.6 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_b = 14, 2 \text{ MPA}$$

$$b = 0, 12 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$h = 0,24 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0.24 = 0.216 \text{ m}$$

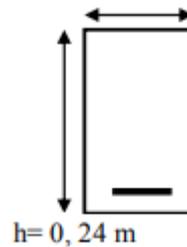


Tableau 3.8.Ferraillage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur travée et appui

	M_{\max}	μ	A	Z (cm)	σ_s	A_s (cm^2)	A_{\min}	Choix	A_{adopte} (cm^2)
travée	17.63	0.041	0.052	21.16	348	2.39	1.69	3HA12	3.39
appui	13.6	0.171	0.236	19.53	348	2.00	0.31	2HA12	2.26

3.5.5 Vérification de l'effort tranchant : CBA93 A 5 1 2 1 1)[3]

On vérifie : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ MPA}) > \tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d}$$

$\tau_u = 0.81 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$

Donc les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

-Les armateurs transversaux : (art. A.7.2.2 / BAEL91)[1]

La disposition constructive est nécessaire :

$$\varnothing \leq \text{Min} (h/35, b/10, \varnothing \text{ longitudinale}) = (6.9 ; 12 ; 14) \text{ mm}$$

On adopte : = 0.50cm²

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 8$.

-Escapement :(Art. A .5 .1. 22. BAEL 91)[1]

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) = 19.44 \text{ cm}$$

On adopte :

$S_t = 15 \text{ cm}$ (En zone courante).

$S_t = 10 \text{ cm}$ (En zone nodale)

➤ **Vérification des contraintes à ELS**

-Contrainte limite de compression du béton est:

D'après le BAEL91 Article[A.4.5, 2]

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

-Contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32][1]

En fissuration préjudiciable

$$\bar{\delta}_s = \text{min} (2/3 f_e ; \text{max}((0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})) = 266.66 \text{ MPA.}$$

-Calcul des contraintes

La contrainte étant soumis à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est:

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x, \text{ on pose } k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a :}$$

La contrainte limite dans le béton comprimé ($x = y$) $\longrightarrow k y = \sigma_{bc}$

La position de l'axe neutre: $by^2+30A_sy-30d.A_s= 0$

dont la solution est: $y=\frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$

On calcule le moment d'inertie:

$$I= \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d - y)^2)$$

$$\sigma_s=15k(d- y)$$

La vérification des contraintes à L'ELS donnée dans les tableaux suivants.

Tableau 3.10 vérification la contrainte compression du béton

section	Moment ELS (Kn.m)	b (cm)	d (cm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} MPA	σ̄ _{bc} MPA	obs.
Appui	9.94	12	21.6	3.39	9.94	10841.77	9.08	15	cv
Travée	12.86	65	21.6	2.36	8.71	8524.88	13.14	15	cv

Tableau 3.11 vérification la contrainte traction de l'acier

section	Moment ELS (Kn.m)	b (cm)	D (cm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s MPA	σ̄ _s MPA	obs.
Appui	9.94	12	21.6	2.26	9.94	10841.77	160.35	348	cv
Travée	12.86	65	21.6	2.36	8.71	8524.88	291.67	348	cv

3.5.6 Disposition des armatures dans la poutrelle (terrasse inaccessible)

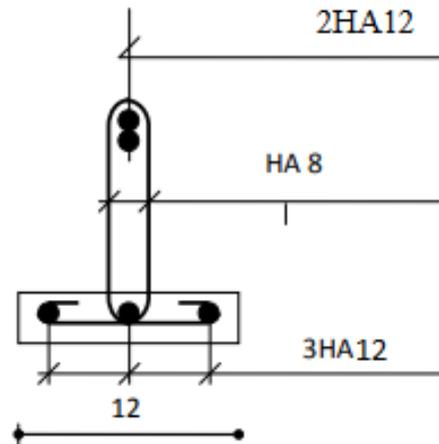
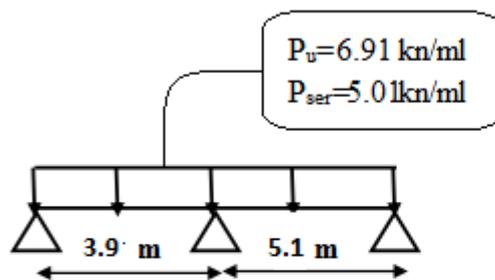


Figure 3.21 Ferrailages des poutrelles (terrasse inaccessible).Source (Auteur, 2022)

3.5.7 Calcul les moments et les efforts tranchants (RDC +étage courante)

➤ Type 01



ELU:

Tableau 3.12 calcule des moments fléchissant et les efforts tranchants

Appuis	A	B	C
Travée	AB		BC
Longueur (m)	3.9		5.1
Longueur fictive (m)	3.9		4.08
Moment d'appuis (Kn.m)	-1.31	-12.96	0.00
Moment en travée (Kn.m)	7.23		17.01
L'effort tranchant (KN)	10.87		20.16
	-16.46		-15.33

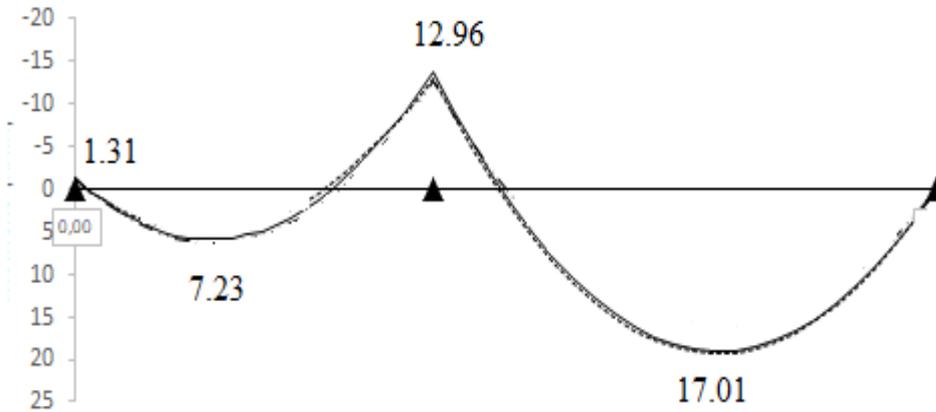


Figure 3.22 Diagramme des moments en (KN.m)

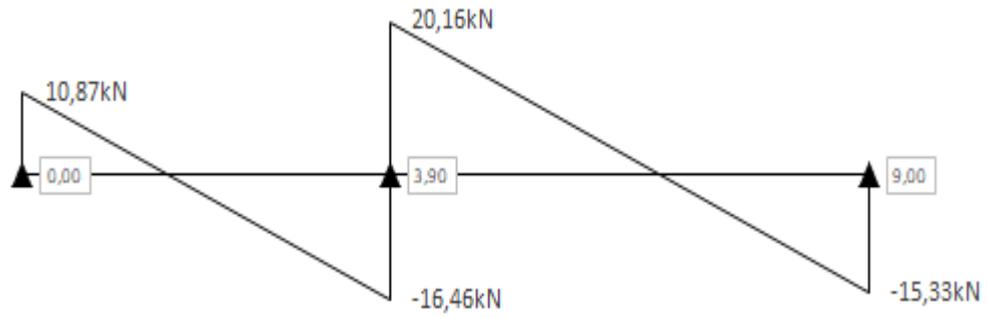


Figure 3.23 Diagramme des efforts tranchants en (KN).

- ELS:

Tableau 3.13 calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants

Appuis	A	B	C
Travée	AB		BC
Longueur (m)	3.9		5.1
Longueur fictive (m)	3.9		4.08
Moment d'appuis (Kn.m)	-0.95	-9.40	0.00
Moment en travée (Kn.m)	5.21		12.30
L'effort tranchant (KN)	7.86		14.62
	-11.93		-11.10

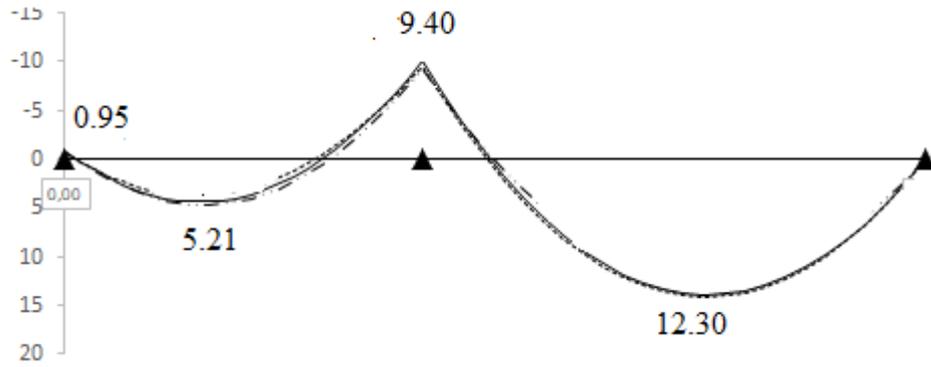


Figure 3.23 Diagramme des moments en (KN.m)

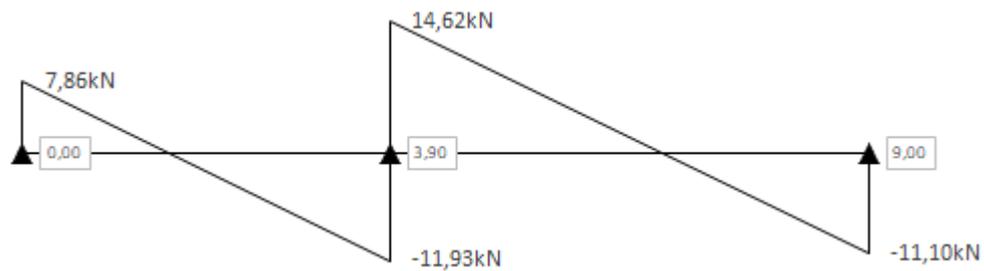


Figure 3.24 Diagramme des efforts tranchants en (KN).

Tableau 3.14 Sollicitation max du calcul

Terrasses Inaccessible	ELU	ELS
Ma max (KN. m)	12.96	9.40
Mt max (KN. m)	17.01	12.30
T max (KN)	20.16	14.62

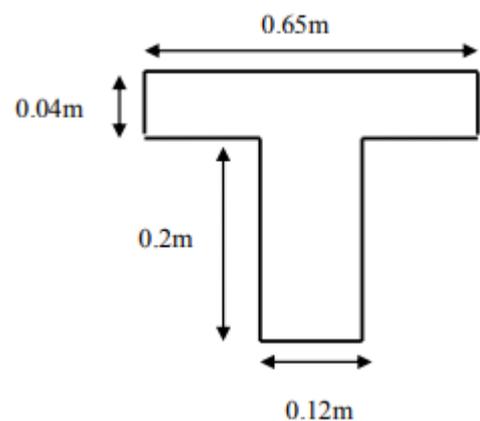
3.5.9 Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible):

➤ En travée :

$M_{max} = 17.01 \text{ kn.m}$

$\sigma_b = 14,2 \text{ MPA}$

$b = 0,65 \text{ m}$



$$\sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$H_0 = 0,04 \text{ m}$$

$$h = 0,24 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,24 = 0,216 \text{ m}$$

• **Le moment reprise par la table de compression**

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \sigma_b$$

$$M_r = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,216 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 72,36 \text{ kn.m}$$

$$M_r > M_{\max} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$ et de hauteur $h=24\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17,63 \times 10^3}{14,2 \times 65 \times 21,6^2} = 0,039 \leq \mu_{AB} = 0,392$$

$$\rightarrow (A'_s = 0) \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,049$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$Z = d \cdot \beta = 21,16 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \sigma_s} = \frac{17,01 \times 10^3}{0,2116 \times 348}$$

$$A_s = 2,3 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

$$A_{\min} = \frac{2,1 \times 65 \times 21,6 \times 0,23}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = \max(A_s, A_{\min}) = \max(2,3, 1,69) = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA 12** ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

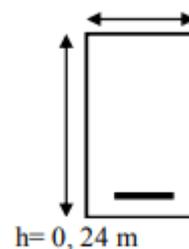
➤ **En appuis**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 12 cm et de hauteur $h=24\text{cm}$.

$$M_{\max} = 12,96 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPA}$$

$$b = 0,12 \text{ m}$$



$$\sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$h = 0,24 \text{m}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,24 = 0,216 \text{ m}$$

Tableau 3.15.Ferraillage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur travée et appui

	M _{max}	μ	A	Z (cm)	σ _s	A _s (cm ²)	A _{smin}	Choix	A _{adopte} (cm ²)
Travée	17.01	0.039	0.049	21.16	348	2.30	1.69	3HA12	3.39
Appui	12.96	0.163	0.223	19.67	348	1.89	0.31	2HA12	2.26

-Vérification de l'effort tranchant : CBA93 A 5 1 2 1 1) [3]

On vérifie : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{MPa} \right) > \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = 0,77 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

-Les armateurs transversaux : (art. A.7.2.2 / BAEL91)[1]

La disposition constructive est nécessaire :

$$\emptyset \leq \text{Min} (h/35, b/10, \emptyset \text{ longitudinale}) = (6,9 ; 12 ; 14) \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } = 0,50 \text{cm}^2$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de Φ8.

-Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91)[1]

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d, 40 \text{cm}) = 19,44 \text{ cm}$$

On adopte :

$S_t = 15 \text{ cm}$ (En zone courante).

$S_t = 10 \text{ cm}$ (En zone nodale)

➤ **Vérification des contraintes à ELS**

-Contrainte limite de compression du béton est:

D'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

-Contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32]

en fissuration préjudiciable

$$\bar{\delta}_s = \min (2/3 f_e ; \max((0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})) = 266.66 \text{ MPA.}$$

-Calcul des contraintes

La contrainte étant soumis à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est:

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x, \text{ on pose } k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a :}$$

La contrainte limite dans le béton comprimé ($x = y$) $\longrightarrow k y = \sigma_{bc}$

La position de l'axe neutre: $by^2 + 30A_s y - 30d.A_s = 0$

$$\text{dont la solution est: } y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

On calcule le moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d - y)^2)$$

$$\sigma_s = 15k(d - y)$$

La vérification des contraintes à L'ELS donnée dans les tableaux suivants.

Tableau 3.16 vérification la contrainte compression du béton

Section	Moment ELS (Kn.m)	B (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPA	obs.
Appui	9.94	12	21.6	3.39	9.94	10841.77	9.08	15	cv
Travée	12.86	65	21.6	2.36	8.71	8524.88	13.14	15	cv

Tableau 3.17 vérification la contrainte traction de l'acier

Section	Moment ELS (Kn.m)	B (cm)	d (cm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s MPA	σ̄ _s MPA	obs.
Appui	9.94	12	21.6	2.26	9.94	10841.77	160.35	348	cv
Travée	12.86	65	21.6	2.36	8.71	8524.88	290.02	348	cv

3.5.10 Disposition des armatures dans la poutrelle (RDC +étage courante)

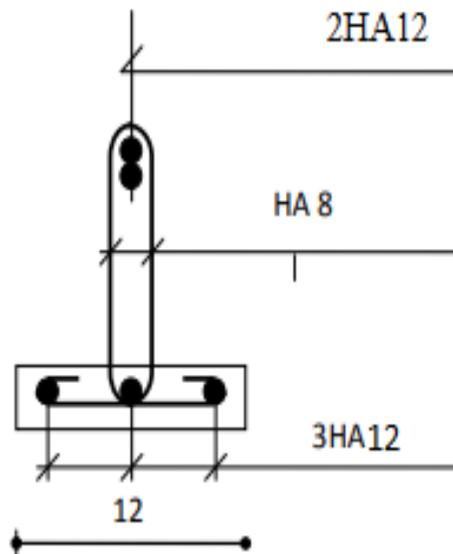


Figure3.24 Ferrailages des poutrelles (terrasse inaccessible).Source (Auteurs, 2022)

3.5.11 Vérification de la flèche

- **Condition de non vérification de la flèche**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

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

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} [1]$$

Nous avons :

$$\frac{24}{530} = 0.045 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{non vérifiée.}$$

$$\frac{3.39}{65 \times 21.6} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{24}{530} = 0.045 \geq \frac{10.13}{10 \times 21.91} = 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le (BAEL 91)[2] la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si : } L > 5\text{m}$$

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

Dans notre cas $L = 5.30\text{m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 \Rightarrow I_0 = \frac{65 \times 24^3}{12} + 15 \times 3.39 \left(\frac{24}{2} - 21.16\right)^2 = 79146.59 \text{ cm}^2$$

Moment d'inertie fictive:

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

Avec :

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

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times F_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + F_{t28}} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et : } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{bh + 15 A_s} = \frac{\frac{65 \times 24^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 21.6}{65 \times 21.6 + 15 \times 3.39} \Rightarrow y = 13.62 \text{ cm}$$

$$Z = 21.6 - \frac{13.62}{3} = 17.06 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{10.13 \times 1000}{3.49 \times 14.44} = 201 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{3.39}{65 \times 21.6} = 0.0024$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0024 \times 348 + 2.1} = 0.17$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0024(2 + 3 \times \frac{0.04}{0.65})} = 20.02 \\ \lambda_v = 8.008 \\ I_{\delta i} = \frac{79146.59}{1 + 20.02 \times 0.17} = 17973.97 \\ I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 46683.73}{1 + 8.008 \times 0.17} = 36869.11 \\ E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa} \\ \delta_i = \frac{12.86 \times 5.3^2 \times 10^8}{10 \times 32164.21 \times 17973.97} = 6.24 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{12.86 \times 5.3^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 36869.11} = 9.05 \text{ mm} \end{array} \right.$$

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

$$\Rightarrow \Delta\sigma_T = 9.05 - 6.24 = 2.81 \text{ mm} < \bar{f} = 0.5 + \frac{5300}{1000} = 5.8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

3.5.12 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm, Elle est armée par un treillis soudé de diamètre Φ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures verticales aux nervures.
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a : Les armatures verticales aux nervures : $A_1 = \frac{4L}{f_e}$

Avec :

$L = 65 \text{ cm}$ (Distance entre axes des poutrelles).

$f_e = 400 \text{ MPa}$

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{400}$$

$$A_1 = 0.65\text{cm}^2$$

- Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$. Espacement $ST=15 \text{ cm}$.

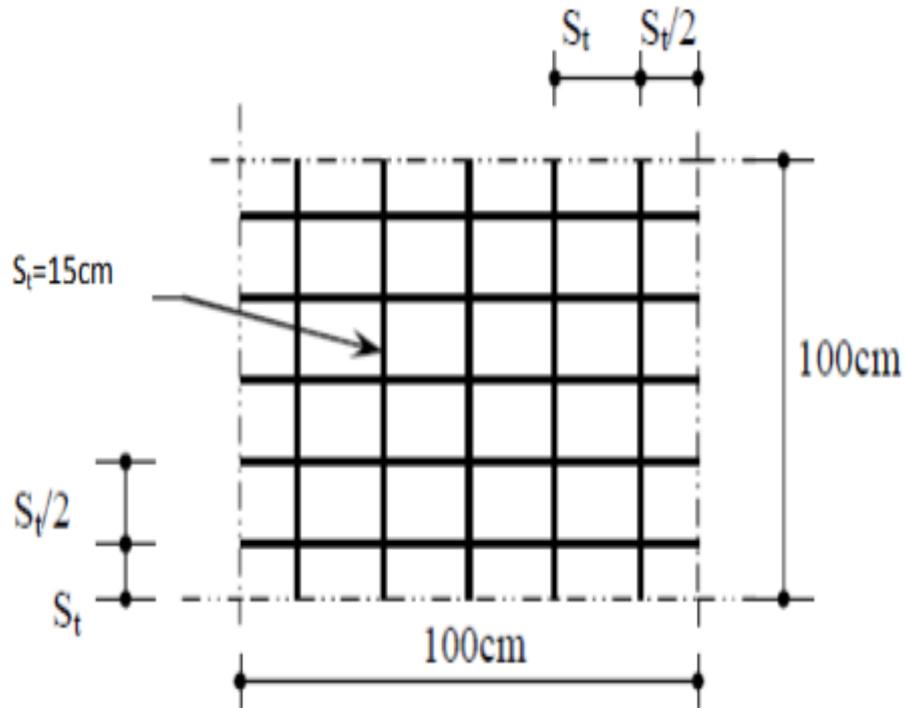
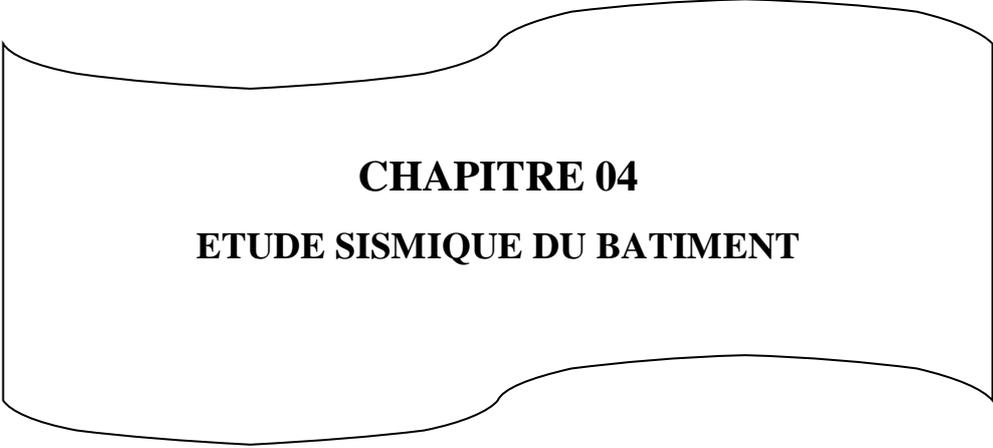


Figure 3.25 Disposition constructive des armatures de la dalle de compression Source (auteur.2022)

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 [2] version 2003, BAEL 91[1] modifié en 99, et le CBA 93[3].



CHAPITRE 04
ETUDE SISMIQUE DU BATIMENT

Introduction

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. Ainsi, les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes, ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

4.1. Description du logiciel Robot :

Le logiciel Robot est un logiciel de calcul et d'analyse des structures qui permet de représenter une structure réelle par un modèle numérique que le logiciel peut le traiter et l'analyser et détermine les efforts internes (moments, efforts normal, efforts tranchants).

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus, de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, le logiciel Robot offre un avantage certain par rapport au code de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

4.2. Objective de l'étude sismique

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité, Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soigné.

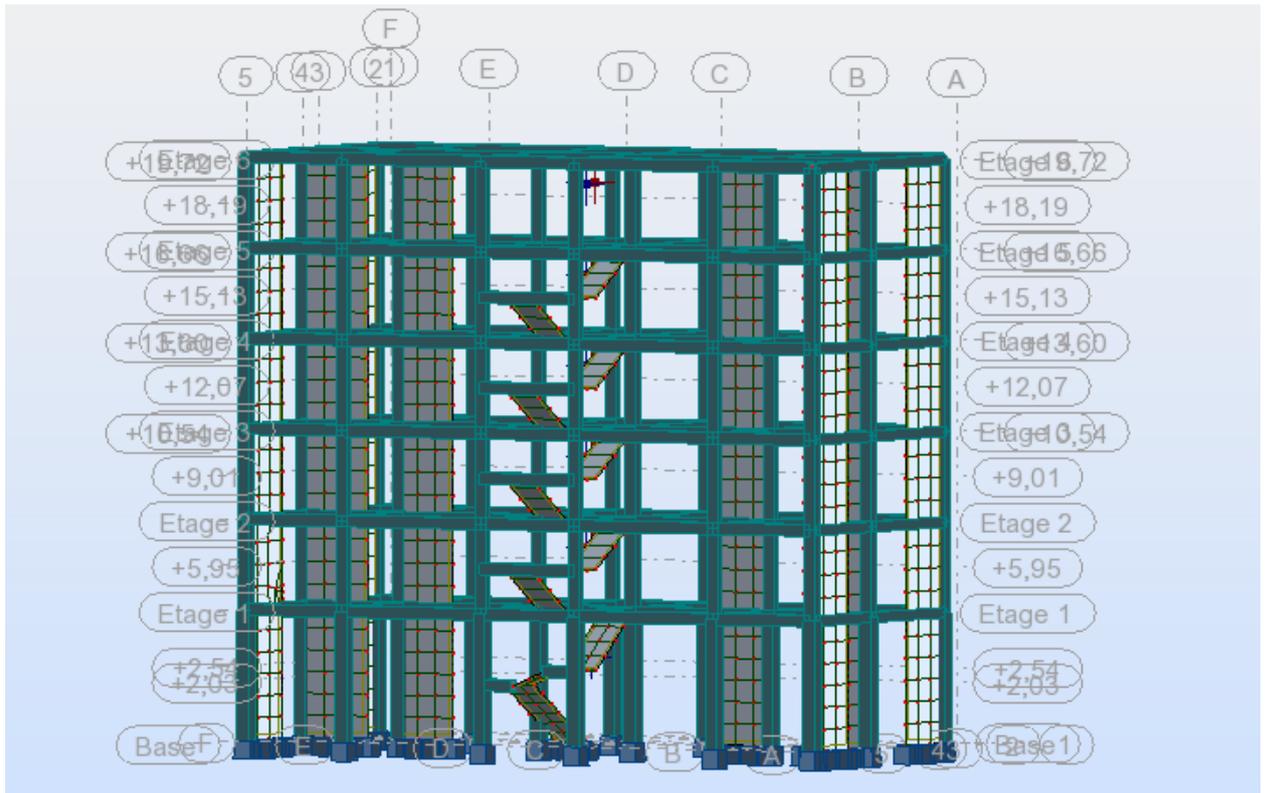


Figure 4.1. La structure étudiée. Source (ROBOT 2014)

4.3. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation , avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III., les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes

Zone IIa

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

4.5. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique

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

Remarque

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social. Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à **BOUMERDES-Ammal** (Zone IIa), Il sera classé au groupe d'usage2.

4.6. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

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

-Spectre de réponse de calcul

Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)[2] 'action sismique est représentée par le spectre de

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité. T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

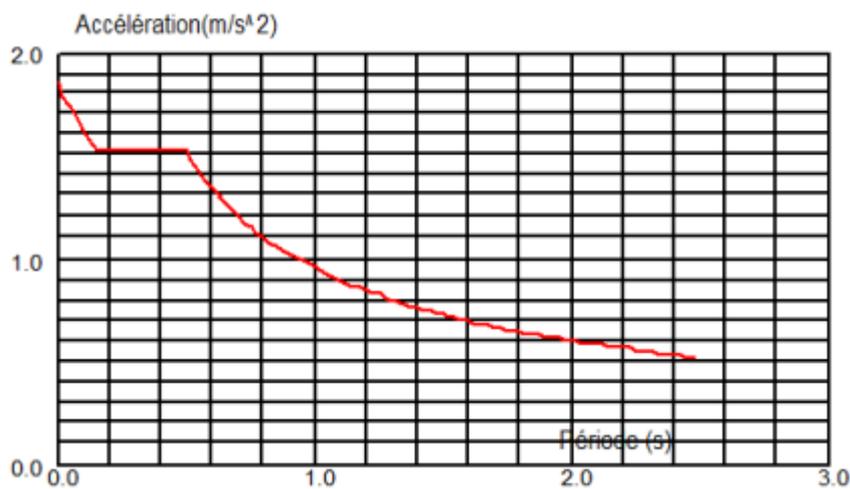
R : Coefficient de comportement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (**RPA99/version 2003**)[2]

Dans notre cas $\xi = 10\%$

T1, T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le Tableau 4.7art 4.2.3 des RPA 99/V2003 [2].

On a Pour un site S3 : T1 = 0.15 sec et T2 = 0.5 sec



-Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par [2] le tableau 4.2 (RPA 99/ version 2003)[2] .

Tableau 4.1. Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armée /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

4.7. Classification du site

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003)[2] , les sites sont cassés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

Tableau 4.2.Classification du Site

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage ; on est en présence d'un site meuble (catégorie S3).

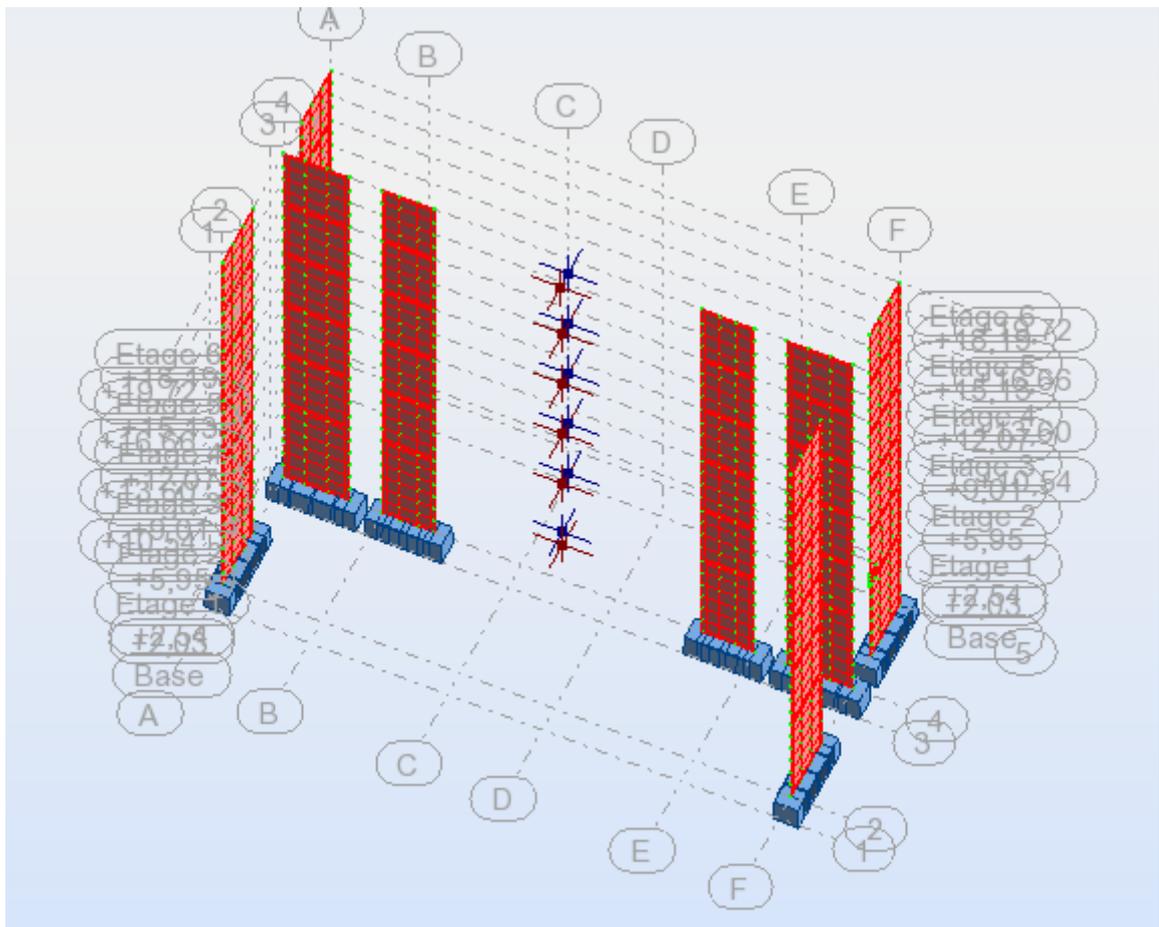
- Classification des systèmes de contreventement (RPA 99, A.3.4)[2] :

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. D'après RPA99V2003[2] notre projet consiste de choisir :

-Système de contreventement

Notre structure est contreventée par 8 voiles comme le présente la figure suivante :



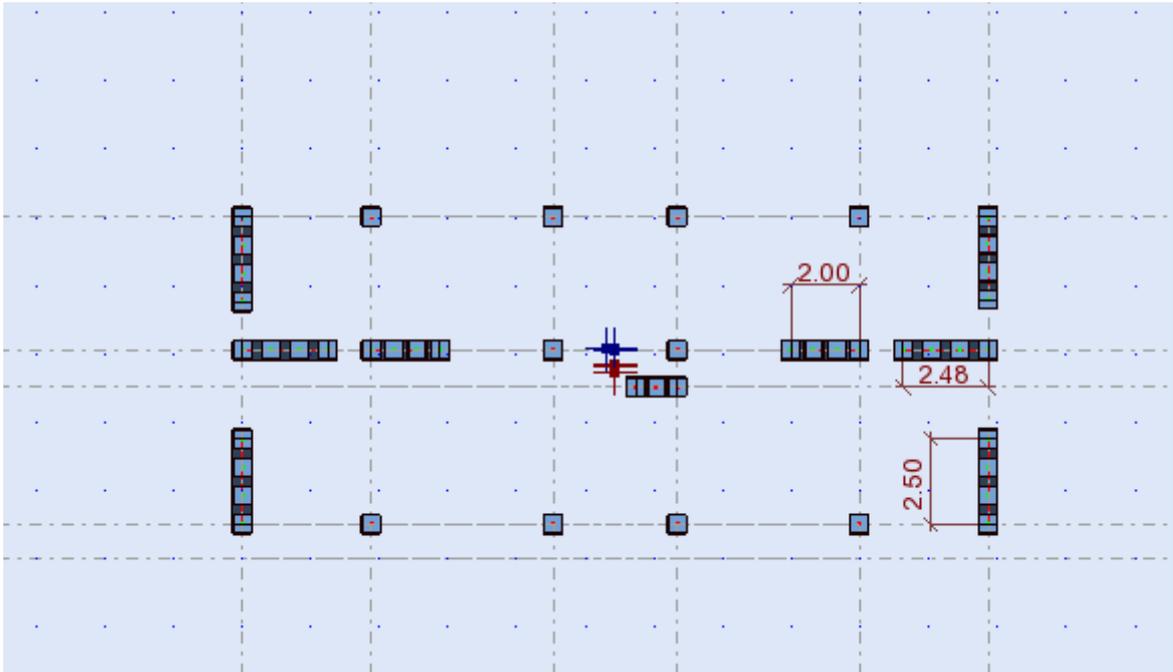


Figure 4.2 Vue en plan pour la disposition du voile selon le plan initia

Source (ROBOT 2014)

4.7. Méthode statique équivalente

1) Étapes de la méthode statique équivalente

a) Modélisation :

- 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.

- 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.

- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale

b) Condition d'application de la méthode statique équivalente :

1. Régularité en plan (article 3.5.1.a du RPA)[2] :

- Le bâtiment présente sensiblement une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre de masses ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur) du plancher inférieure à 4.

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considéré comme indéformables dans leur plan. Pour cela la surface totale des ouvertures de plancher doit inférieure à **15%** de celle de ce dernier.

2. Régularité en élévation (article 3.5.1.b du RPA)[2] :

- Le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne transmet pas directement à la fondation.

- La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement, sans changement brusque, de la base au sommet du bâtiment.

- Hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

3. Régularité en plan (article 3.5.1.a du RPA)[2] :

- Le bâtiment présente une configuration presque symétrique.

- L'excentricité entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15 %.

- La surface des ouvertures dans le plancher reste inférieur à 15 % de celle du plancher.
Surface des ouvertures.

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

-Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées

successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

-Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{ADQ}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W: poids total de la structure

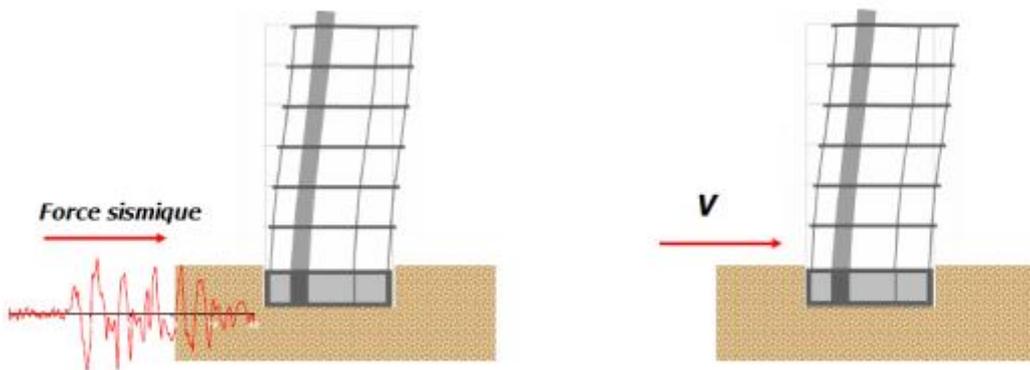


Figure 4.31'effet de la force sismique. (cmoi5.free.com)

-Coefficient d'accélération de zone A

Zone IIa, groupe2, D'après la classification sismique de wilaya BOUMERDES5(Ammal) : RPA 99 / V2003

Alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A= 0,15 (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003[2]).**

Tableau 4.3.Coefficient d'accélération de zone A.

groupe	Zone A			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.12	0.25	0.30	0.35
1B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.08	0.15	0.20	0.25
3	0.05	0.10	0.14	0.15

Tableau 4.4 valeur de T1 et de T2

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

-Facteur d'amplification dynamique moyen D

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure(T).

T2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le Tableau 4.7art 4.2.3 des[RPA 99/V2003].On a pour un site meuble (S3) ⇒T2 = 0.5 sec. T1 = 0,15 sec.

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

η: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Pour : ξ=7% , η = $\sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \geq 0.7$ CV

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

-Coefficient de Comportement Global de la Structure R :

Les valeurs du coefficient du **comportement R** sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Selon le **tableau 4** des **RPA99/version 2003**[2], pour un système de **contreventement mixte**.

Tableau 4.5. Valeurs de coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

$N_{voile}/N_{total} > 0.2$ donc : système 2

Portiques/voiles avec interaction **R=3.5**

-facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Tableau 4.6.Valeurs des pénalités Pq

Critère q »	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

-Les conditions suivantes non vérifiées sur notre structure :

-Contrôle de la qualité des matériaux

-Contrôle de la qualité de l'exécution

Donc :

$$Pq = 0 + 0.05 + 0.1 = 0.15$$

$$Q = Pq + 1 = 1.15$$

Donc on trouve $\Rightarrow Q = 1.15$

$$\text{Alors : } Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qx}$$

➤ Sens longitudinal :

$$Q_x = 1 + 0.20 \Rightarrow Q_x = 1.20$$

➤ Sens transversal :

$$Q_y = 1 + 0.2 \Rightarrow Q_y = 1.20$$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

Avec :

$$W_i = W G_i + \beta * W Q_i$$

WG_i: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

WQ_i: Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99)[2] .

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est :

$$\beta = 0.20$$

par le logiciel **ROBOT** on a : WG=12812.68 KN

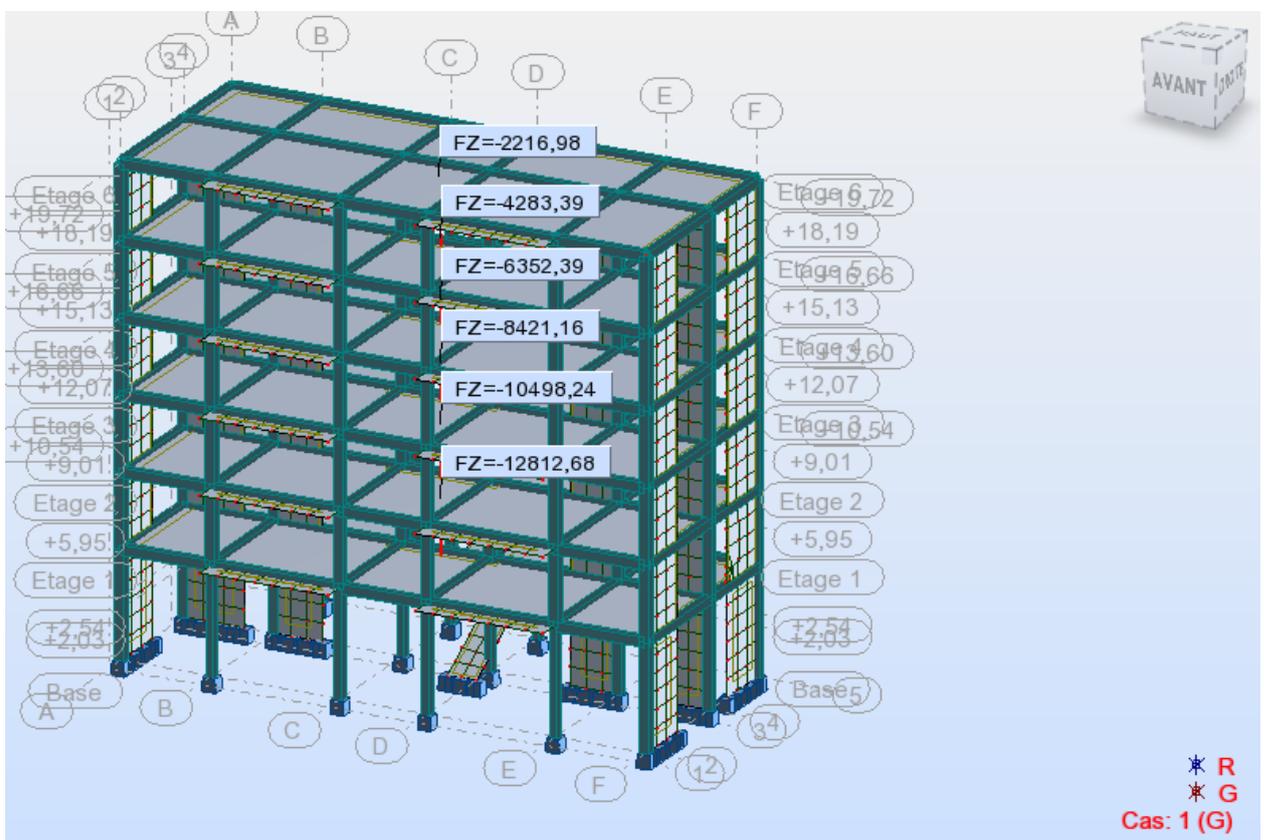


Figure 4.4.: Distribution des charges permanentes de la structure Source (ROBOT 2014)

$$WQ=1936.01Kn$$

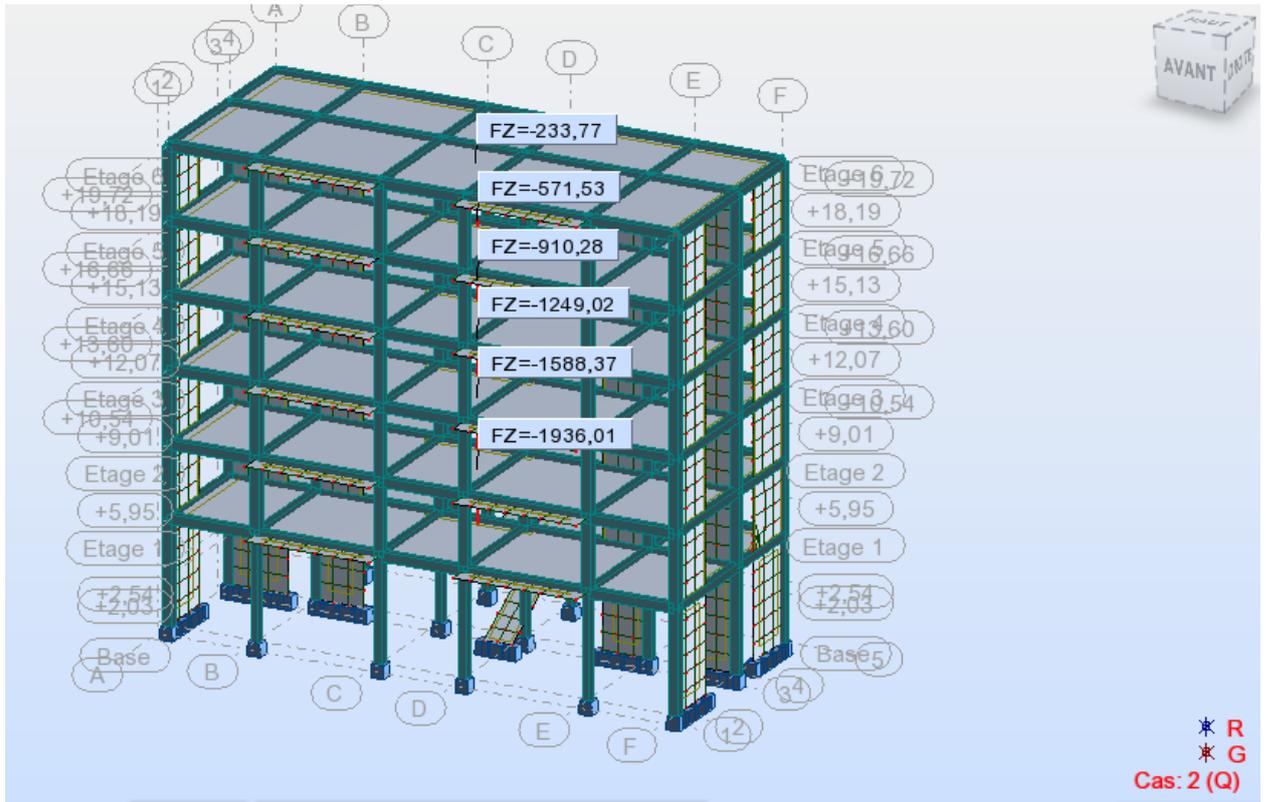


Figure 4.5. Distribution des charges d’exploitation de la structure Source (ROBOT 2014)

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel **ROBOT 2014** la valeur trouvé est : $W = 13300.29\text{KN}$

Tableau 4.7. Résultats des charges de la structure

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Tot.mas UZ [kg]
16/ 1	1,83	0,55	0,00	73,88	0,00	0,00	73,88	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
16/ 2	2,22	0,45	77,37	73,89	0,00	77,37	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
16/ 3	2,44	0,41	77,73	73,89	0,00	0,35	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
16/ 4	7,45	0,13	77,73	90,82	0,02	0,00	16,93	0,02	1330029,47	1330029,47	1330029,47
16/ 5	7,90	0,13	91,87	90,82	0,02	14,14	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
16/ 6	10,18	0,10	91,99	90,82	0,02	0,12	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
16/ 7	11,15	0,09	91,99	90,82	39,46	0,00	0,00	39,44	1330029,47	1330029,47	1330029,47
16/ 8	11,35	0,09	91,99	90,83	39,49	0,00	0,00	0,04	1330029,47	1330029,47	1330029,47
16/ 9	11,63	0,09	91,99	90,83	39,49	0,00	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
16/ 10	13,36	0,07	91,99	90,83	40,32	0,00	0,00	0,83	1330029,47	1330029,47	1330029,47
17/ 1	1,83	0,55	0,00	73,88	0,00	0,00	73,88	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
17/ 2	2,22	0,45	77,37	73,89	0,00	77,37	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
17/ 3	2,44	0,41	77,73	73,89	0,00	0,35	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
17/ 4	7,45	0,13	77,73	90,82	0,02	0,00	16,93	0,02	1330029,47	1330029,47	1330029,47
17/ 5	7,90	0,13	91,87	90,82	0,02	14,14	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
17/ 6	10,18	0,10	91,99	90,82	0,02	0,12	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
17/ 7	11,15	0,09	91,99	90,82	39,46	0,00	0,00	39,44	1330029,47	1330029,47	1330029,47
17/ 8	11,35	0,09	91,99	90,83	39,49	0,00	0,00	0,04	1330029,47	1330029,47	1330029,47
17/ 9	11,63	0,09	91,99	90,83	39,49	0,00	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
17/ 10	13,36	0,07	91,99	90,83	40,32	0,00	0,00	0,83	1330029,47	1330029,47	1330029,47
19/ 1	1,83	0,55	0,00	73,88	0,00	0,00	73,88	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
19/ 2	2,22	0,45	77,37	73,89	0,00	77,37	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
19/ 3	2,44	0,41	77,73	73,89	0,00	0,35	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
19/ 4	7,45	0,13	77,73	90,82	0,02	0,00	16,93	0,02	1330029,47	1330029,47	1330029,47
19/ 5	7,90	0,13	91,87	90,82	0,02	14,14	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
19/ 6	10,18	0,10	91,99	90,82	0,02	0,12	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
19/ 7	11,15	0,09	91,99	90,82	39,46	0,00	0,00	39,44	1330029,47	1330029,47	1330029,47
19/ 8	11,35	0,09	91,99	90,83	39,49	0,00	0,00	0,04	1330029,47	1330029,47	1330029,47
19/ 9	11,63	0,09	91,99	90,83	39,49	0,00	0,00	0,00	1330029,47	1330029,47	1330029,47
19/ 10	13,36	0,07	91,99	90,83	40,32	0,00	0,00	0,83	1330029,47	1330029,47	1330029,47

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) 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 :

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; T = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

h_N: hauteur mesurée en mètres 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 et donné par le tableau (8).

Tableau 4.8. Valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Avec :

-h_N= hauteur de notre structure = **19.7 m**

-C_T = notre structure est un portique auto stable en B.A avec remplissage en maçonnerie

C_T = 0 .05

7. Estimation de la période fondamentale :

$$T = 0,05 * 19.7^{3/4} = 0,467\text{sec}$$

Périodes

$$T_{x,y} = \frac{0.09 * hN}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$$T_x = \frac{0.09 * hN}{\sqrt{L_x}}$$

$$T_x = \frac{0.09 * 19.7}{\sqrt{21.70}} = 0.38$$

T_x=0.38 s

$$T_y = \frac{0.09 * hN}{\sqrt{L_y}}$$

$$T_y = \frac{0.09*19.7}{\sqrt{9}}=0.59$$

T_y=0.59 s

$$T_x = \min(T, T_x) = (0,467 ; 0,38)$$

T_x = 0,38 s

$$T_y = \min(T, T_y) = (0,467 ; 0,59)$$

T_y = 0,467 s

On a :

$$T_{analytiques} > 1.3 T_{empirique}$$

$$T_x = 0.494 > 0.467 \dots\dots\dots CV$$

$$T_y = 0.607 > 0.467 \dots\dots\dots C.V$$

Donc :

$$D = 2.5 * \eta * (T_2/T)^2 / 3$$

On a :

$$\eta = 0.882$$

$$D_x = 2.5 * 0.882 * (0.467/0.494)^2 / 3$$

D_x = 2.12

$$D_y = 2.5 * 0.882 * (0.467/0.607)^2 / 3$$

D_y = 1.85

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$T_s S_x = 1.3 \times 0.38 = 0.494 \text{ s}$$

$$T_s S_y = 1.3 \times 0.51 = 0.607 \text{ s}$$

-Calcul De La Force Sismique Totale

Sens Longitudinal

$$V_x = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.2}{3.5} \times 13300.29 = 1504.83 \text{ KN} \Rightarrow 0.8V_x = 1203.82 \text{ KN}$$

Sens Transversal :

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.95 \times 1.2}{3.5} \times 13300.29 = 1333.82 \text{ KN} \Rightarrow 0.8V_y = 1067.06 \text{ KN}$$

-La force sismique totale à la base de la structure :

Par le logiciel ROBOT on trouve que :

La force dynamique à la base de la structure

Sens x-x $\Rightarrow V_{\text{dyn-x}} = 2015.42 \text{ KN}$

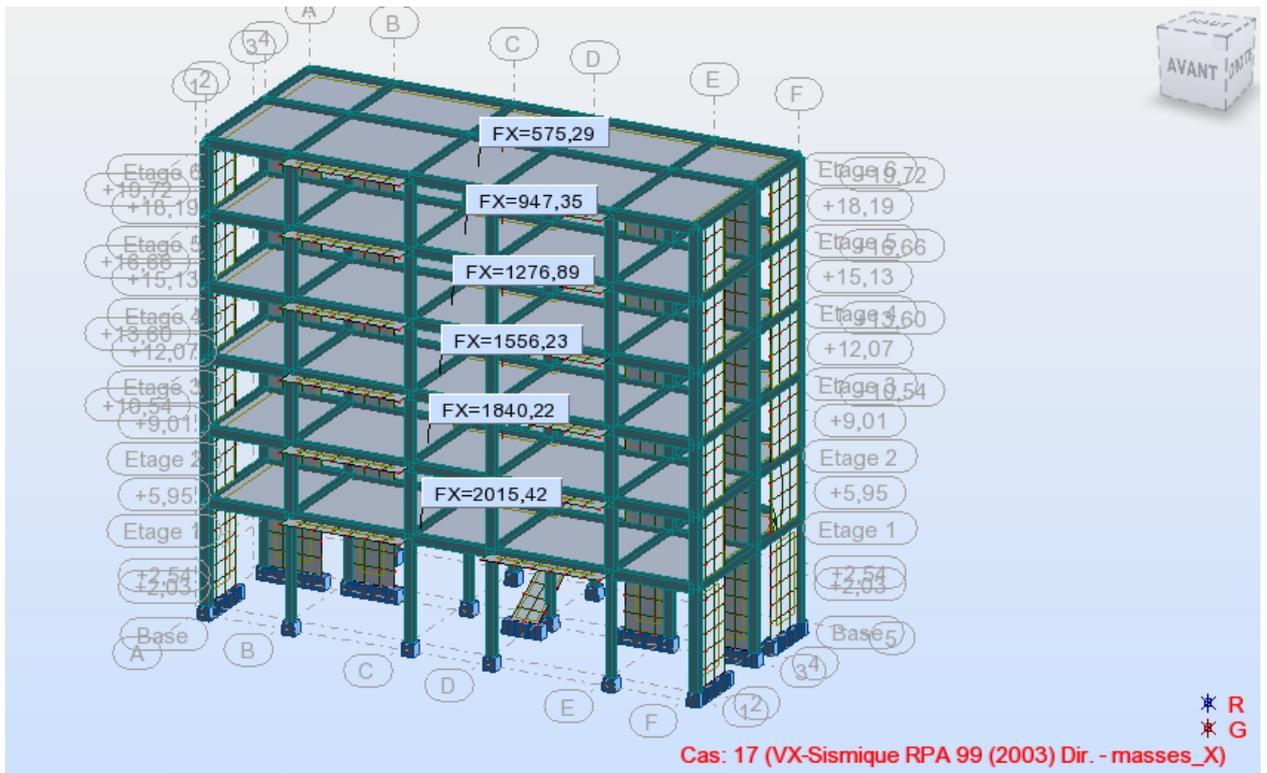


Figure 4.6.Force sismique totale à la base de la structure au sens x Source (ROBOT 2014)

Dans le Sens y-y $\Rightarrow V_{\text{dyn-y}} = 1121.77 \text{ KN}$

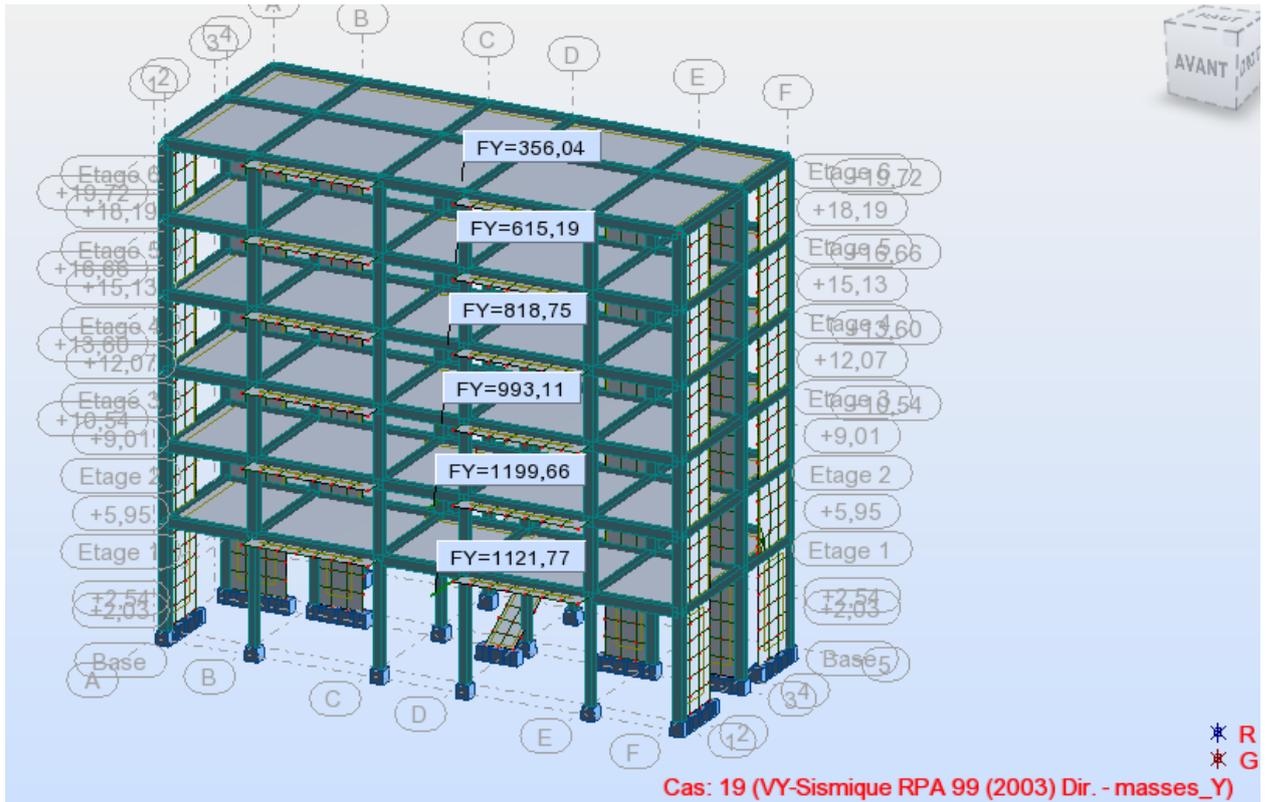


Figure 4.7. La force sismique totale à la base de la structure au sens y Source (ROBOT 2014)

-Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003 [2] , qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau 4.9. Vérification de résultante des forces sismique

Direction	$V_{statique}(KN)$	$0.8 V_{statique}(KN)$	$V_{dynamique}(KN)$	Constatation
Sens x_x	1504.27	1203.82	2015.24	C. vérifier
Sens y-y	1333.04	1067.06	1121.77	C. vérifier

Disposition des voiles :

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après avoir essayé plusieurs dispositions avec les soucis d'éliminer les torsions des premiers modes principaux de vibration et aussi celui d'avoir une interaction voile-portique satisfaisant le règlement RPA99 version 2003, on a opté pour la disposition suivante :

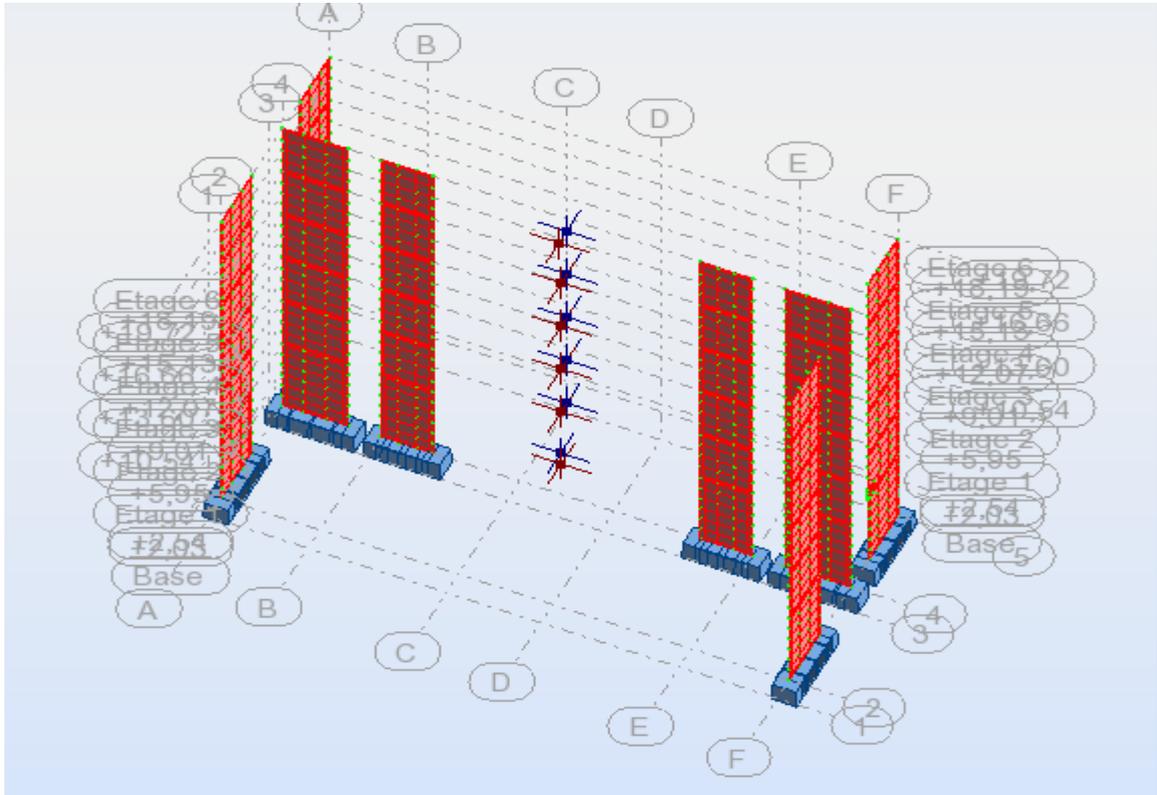


Figure 4.8.: la position des voiles.Source (ROBOT 2014)

-vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

-Mode de vibration et taux de participation des masses :

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

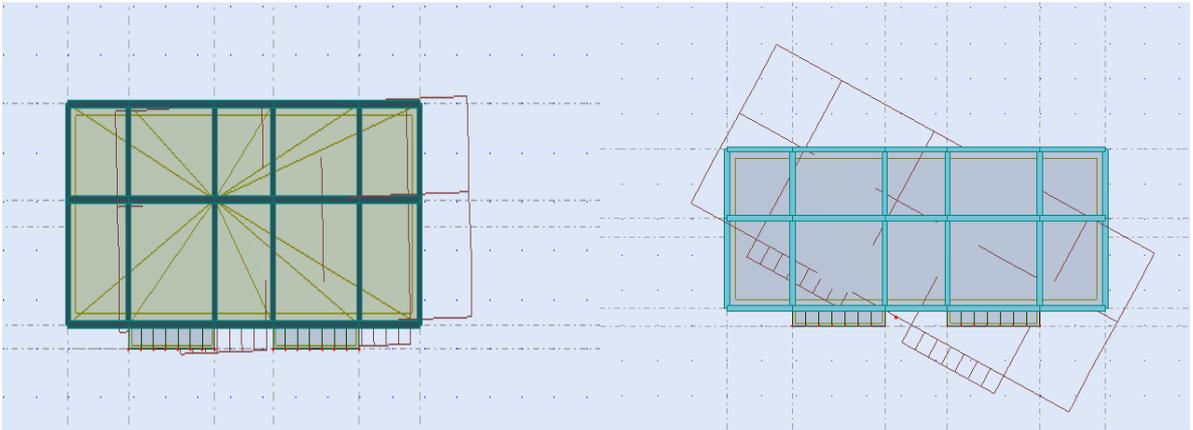


Figure 4.9.mode 1 translation selon x-x . mode 3 rotation

Source (ROBOT 2014)

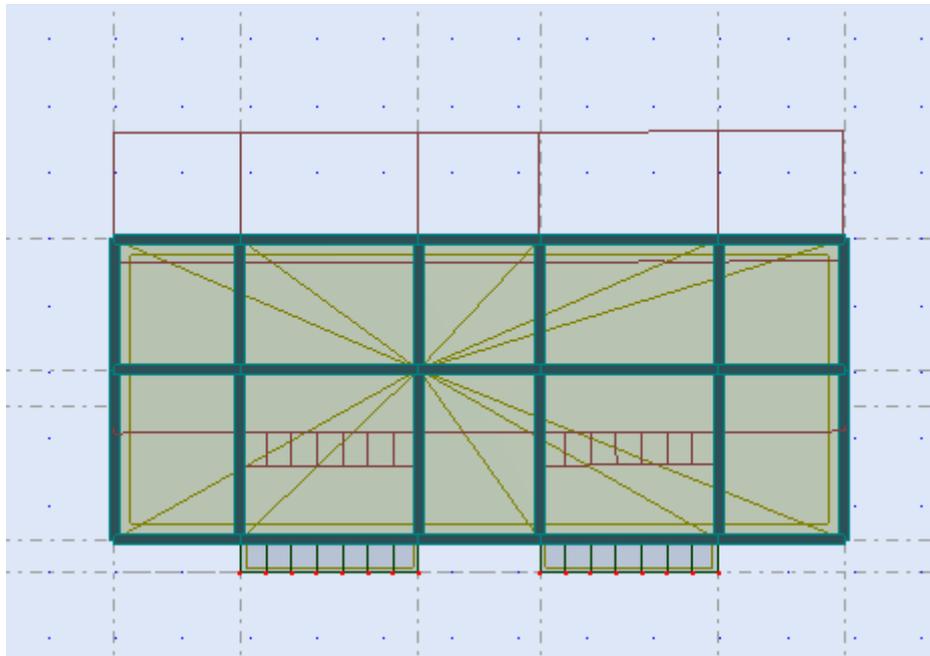


Figure 4.10.mode 2 translation selon y-y .Source (ROBOT 2014)

-Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_{rd}}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

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

f_{cj} :est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau 4.10. résultats De Vérification de l'effort normal réduit

Type de poteau	Bc(cm2)	N (KN)	Nrd	Remarque
Pot 30*40	30 x40	743.471	0.24	vérifiée

-Centre de masse et centre de torsion

D'après le ROBOT on a :

Tableau 4.11. Vérification de l'effort tranchant à la base.

Plancher	XG	YG	XR	YR
RDC	10.85	5.45	10.60	6.14
1 ^{er} étage	10.85	5.41	10.85	6.12
2 ^{ème} étage	10.85	5.41	10.85	6.12
3 ^{ème} étage	10.85	5.41	10.85	6.12
4 ^{ème} étage	10.85	5.41	10.85	6.12
5 ^{ème} étage	10.85	5.41	10.85	6.09

-Calcul de l'excentricité :

L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_R| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_R|$$

L'excentricité accidentelle :

$$e_{acc} = 0.05 \times L$$

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Tableau 4.12. Vérification de l'excentricités

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		$e_{theorique} < e_{acc}$
RDC	0.00	1.32	0.00	0.00	Condition vérifié
1^{er} étage	0.00	2.02	0.00	0.00	Condition vérifié
2^{ème} étage	0.00	1.77	0.00	0.00	Condition vérifié
3^{ème} étage	0.00	1.77	0.00	0.00	Condition vérifié
4^{ème} étage	0.12	1.68	0.00	0.00	Condition vérifié
5^{ème} étage	0.00	1.77	0.00	0.00	Condition vérifié

-Déplacements et Efforts tranchant de chaque diaphragme :

D'après le **ROBOT** nous avons eu

Tableau 4.13. Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme

Plancher	U_x (cm)	U_y (cm)	V_x (KN)	V_y (KN)
RDC	0,757	0.006	2015.42	1121.77
1^{er} Etage	1,603	0.004	1840.22	1199.66
2^{ème} Etage	2,488	0.002	1556.23	993.11
3^{ème} Etage	3,299	0.001	1276.89	818.75
4^{ème} Etage	3,978	0.003	947.35	615.19
5^{ème} Etage	4,522	0.005	575.29	356.04

Calcul des déplacements

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

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

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

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

Tableau 4.14. Les résultats de déplacements dans chaque niveau

Plancher	U_x (cm)	δ_k (m)	$\Delta k(m)$	U_y (m)	δ_k (m)	$\Delta k(m)$
RDC	0,757	0.06	0.012	0.006	0.0	0.0
1^{er} Etage	1,603	0.105	0.009	0.004	0.005	0.001
2^{eme} Etage	2,488	0.145	0.008	0.002	0.010	0.001
3^{eme} Etage	3,299	0.175	0.006	0.001	0.015	0.001
4^{eme} Etage	3,978	0.205	0.006	0.003	0.020	0.001
5^{eme} Etage	4,522	0.225	0.004	0.005	0.025	0.001

-Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble

-Vérification au renversement :

$\sum F_k \cdot h_k$: Lemoment 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 an 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

Il faut donc vérifie :

$$\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k$$

Sens x

Plancher	$W_k(KN)$	$B_i (m)$	$W_k \times B_i$	$F_{kx}(KN)$	$h_k (m)$	$F_{kx} \times h_k$
RDC	12812.68	10.84	120950.64	2015.24	4.42	8907.36
1^{er} Etage	10498.24	10.85	104611.65	1840.22	3.06	5631.11
2^{eme} Etage	8421.16	10.85	84546.24	1556.23	3.06	4762.88
3^{eme} Etage	6352.39	10.85	63660.14	1276.89	3.06	3907.09
4^{eme} Etage	4283.39	10.85	42970.55	947.35	3.06	2898.89
5^{eme} Etage	2216.98	10.85	24054.23	575.29	3.06	1760.38
$\sum W_k \cdot b_i$			440793.03	$\sum F_k \cdot h_k = 27867.64$		

On a:

$$\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k$$

440793.03 > 27867.64C.V

Sens y

Plancher	$W_k(KN)$	$B_i (m)$	$W_k \times B_i$	$F_{ky}(KN)$	$h_k (m)$	$F_{ky} \times h_k$
RDC	12812.68	5.45	69829.16	1121.77	4.42	4958.6
1^{er} Etage	10498.24	5.41	55399.40	1199.66	3.06	3670.95
2^{eme} Etage	8421.16	5.41	44120.74	993.11	3.06	3038.91
3^{eme} Etage	6352.39	5.41	36472.3	818.75	3.06	2505.37
4^{eme} Etage	4283.39	5.41	22283.24	615.19	3.06	1882.48
5^{eme} Etage	2216.98	5.41	5053.03	356.04	3.06	1089.48
$\sum W_k \cdot b_i$			= 233168.87	$\sum F_k \cdot h_k = 17145.79$		

On a:

$$\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k$$

233168.87 > 17145.79 C.V

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, il faut vérifie la relation suivante :

$$\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R = \sum F_k \cdot h_k} > 1.5$$

Sens x :

$$\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R = \sum F_k \cdot h_k} = \frac{440793.03}{27886.64} = 15.8 > 1.5 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Sens y:

$$\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R = \sum F_k \cdot h_k} = \frac{233168.87}{17145.79} = 13.69 > 1.5 \dots\dots\dots \text{cv}$$

-justification vis à vis 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 :

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

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Sens x :

Tableau 4.15 justification vis à vis de l'effet P-Δ ausens x

Plancher	<i>P_k</i> (KN)	Δ_{kx} (m)	<i>V_{kx}</i> (KN)	<i>h_k</i> (m)	θ
RDC	12812.68	0.00868	2015.24	4.42	0.010
1^{er} Etage	10498.24	0.00995	1840.22	3.06	0.015
2^{eme} Etage	8421.16	0.01074	1556.23	3.06	0.015
3^{eme} Etage	6352.39	0.01033	1276.89	3.06	0.012
4^{eme} Etage	4283.39	0.00927	947.35	3.06	0.009
5^{eme} Etage	2216.98	0.00808	575.29	3.06	0.011

Sens Y :

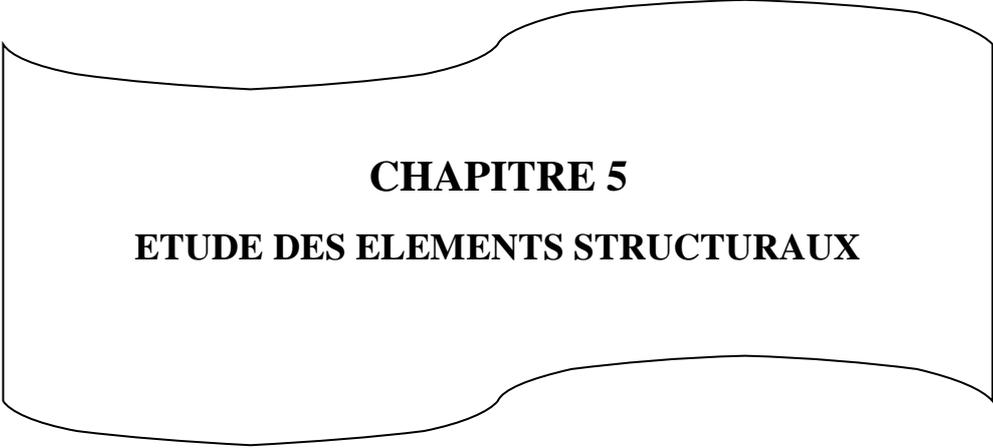
Tableau 4.16 justification vis à vis de l'effet P- Δ ausens Y.

Plancher	P_k (KN)	Δ_{kY} (m)	V_{kY} (KN)	h_k (m)	θ
RDC	12812.68	0.00561	1121.77	4.42	0.012
1^{er} Etage	10498.24	0.00745	1199.66	3.06	0.017
2^{eme} Etage	8421.16	0.00879	993.11	3.06	0.019
3^{eme} Etage	6352.39	0.00916	818.75	3.06	0.017
4^{eme} Etage	4283.39	0.00896	615.19	3.06	0.014
5^{eme} Etage	2216.98	0.00854	356.04	3.06	0.023

Donc : $\theta < 0.10$, on peut négligés l'effet du 2^o ordre (ou effet P- Δ) dans tous les niveaux du bâtiment.

Conclusion :

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre Bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que Le séisme après un ferrailage correct.



CHAPITRE 5

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Introduction

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Pour la détermination de ferrailage nous considérons le cas le plus défavorable. Nous avons utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ROBOT), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage des éléments de contreventements se fait suivant les règles (**BAEL91**[1], **RPA99**[2], **CBA93**[3], **D.T.R**[4]). Les éléments de contreventements qui reprennent l'action sismique sont : les poteaux, poutres et voiles

➤ **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

➤ **Poutres :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales, nous permet de les ferrailer sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme (ROBOT).

5.1. Ferrailage des poutres

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et sur appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91 [1]; puis, on se rapportera au règlement du R.P.A 99 [2] pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale**

$$E.L.U : 1,35G + 1,5P$$

- **Combinaison accidentelle**

$$\begin{cases} G + P \mp E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

5.1.1 Recommandations du RPA99/2003 [2] :

Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) [2]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement en **zone II** est de $L_r = 40\Phi$.
- Armatures transversales : $A_{t \min} = 0.003 S.b$
- S : Espacement maximale entre armatures transversales.

- Dans la zone nodale : $S \leq \min (h/4, 12.\Phi)$
- Dans la zone courante : $S \leq h/2$.

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales \longrightarrow P.P $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires \longrightarrow P.S $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

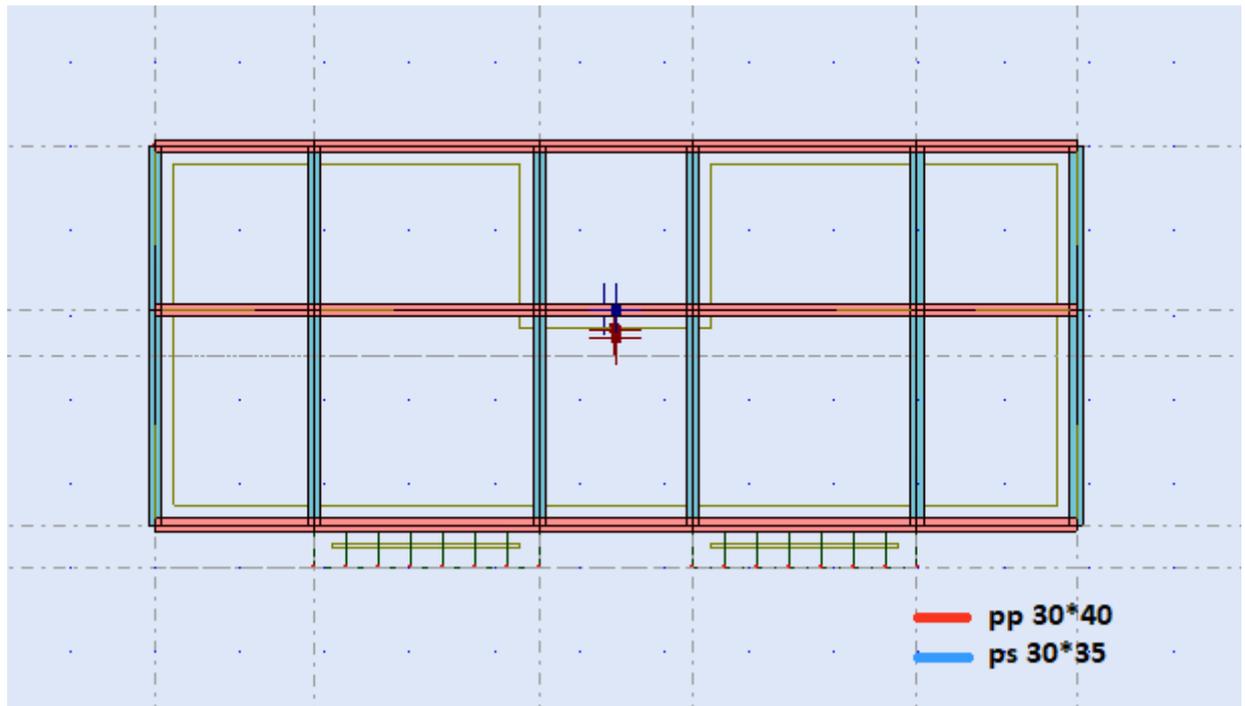


Figure 5.1. Disposition des poutres. Source (ROBOT 2014)

5.1.2 Étude des poutres principales P.P (30×40) cm²

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \ 30 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \ 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \ 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

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 2014**.

Tableau 5.1 Sollicitations de la poutre principale

Section	En Appuis			En Travée		
	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
30*40	-90.57	-65.48	-65.48 38.41	53.02	38.31	-32.78 19.21

- **Ferraillage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q**

- **Ferraillage en travée :**

$$M_{t \max} = 53.02 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{53.02 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.096$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1,

$$\mu_{bu} = 0.096 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot} \dots A$$

$$\mu_{bu} = 0.096 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.126$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.126) = 341.85 \text{ mm}$$

• **Section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{53.02 \times 10^6}{341.85 \times \frac{400}{1.15}} = 4.45 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{MIN} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{MIN} = 130 \text{ mm}^2 = 1.3 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = \max(A_{MIN}, A_{CAL}) = \max(1.3 ; 3.96) \rightarrow A_s = 4.45 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appui :**

$$M_{t \max} = -90.57 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ mpa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{90.57 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = 0.164$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées :

On se trouve dans le domaine 1,

CHAPITRE 05 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\mu_{bu} = 0.16 \leq \mu_{ab} = 0.186 \rightarrow \text{pivot} \dots A$$

$$\mu_{bu} = 0.16 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.225$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 360(1 - 0.4 \times 0.225) = 327.6 \text{ mm}$$

- Section des armatures :

$$A_{\text{calcul}} = A_s = \frac{M_U}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{90.57 \times 10^6}{337.82 \times \frac{400}{1.15}} = 5.46 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\text{MIN}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\text{MIN}} = 130 \text{ mm}^2 = 1.3 \text{ cm}^2$$

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

$$A_S = \max(A_{\text{MIN}}, A_{\text{CAL}}) = \max(1.3 ; 7.48) \rightarrow A_S = 7.48 \text{ cm}^2$$

Tableau 5.2. Ferrailage des poutres principales

Section	Position	M _{max} (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres	Les armat eurs (A _{MIN})
				A _{BAEL}	A _{RPA}				
Poutre principale	Travée	53.02	4.54	1.3	6	6	6.03	3T16	3T12
	Appui	-90.57	7.48	1.3	6	7.48	8.27	3T16+2T12	3T12

- Vérification à L'ELU

- Vérification de la contrainte de cisaillement

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

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ mpa}$$

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{118900}{300 \times 360} = 1.1 \text{ mpa}$$

$$v = 118.9 \text{ kn.m}$$

$$\tau_u = 1.1 \text{ mpa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow cv$$

➤ **Calcul du ferrailage transversal**

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$

➤ Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right) = \min(11.4; 30; 1.2)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 1.2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{1 cadre} + \text{1 étrier})$$

- Espacement des barres : Selon BAEL91[1]

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0.9 * 36, 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \quad S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{30 \times 1.15 \times (1.1 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_{t2} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} = 44.46 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(st1; st2; st3) \Rightarrow S_t = \min(32.4; 67; 101.81)$$

$$S_t = 32.4 \text{ cm}$$

Selon RPA99[2] :

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2}$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ **Donc on adopte :**

$$S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone courante.}$$

➤ Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99[2] :

$$A_{t_{\min}} \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 1.35 \leq A_t \rightarrow cv$$

➤ La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :

CHAPITRE 05 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

D'après le RPA99/2003[2] la longueur minimale de recouvrement dans la zone **IIa** est de 40ϕ .

$$Lr = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On adopte : 70ϕ

$$Lr = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

On adopte : $Lr=70\text{cm}$

• Vérification à L'ELS :

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ mpa}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 38.31 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6.03 (36 - y) = 0$$

$$15 y^2 + 90.45 y - 3256.2$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 432.65$$

$$y = \frac{432.65 - 90.45}{2 \times 15} = 11.40 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I_t = \frac{30 \times 12^3}{3} + 15 \times 6.79 (36 - 12)^2 = 75945.6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{44.32 \times 10^6 \times 120}{75945.6 \times 10^4} = 7.002 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

➤ **En appuis :**

$$M = -65.48 \text{ kn.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 8.27 (36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 124.05y - 4465.8$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 502.55$$

$$y = \frac{502.55 - 124.05}{2 \times 15} = 12.61 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I_t = \frac{30 \times 13^3}{3} + 15 \times 9.24 (36 - 13)^2 = 95289.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{46.77 \times 10^6 \times 130}{95289.4 \times 10^4} = 6.39 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{CV}$$

Tableau 5.3. Vérification à l'ELS de la poutre principale

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	53.02	12	75945.6	7.002	15	CV
Appuis	-90.57	13	95289.4	6.39	15	CV

5.1.3 Vérification de la flèche : BAEL 91 (article B.6.5.1) [1]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : $h=40\text{cm}$; $L=3.75\text{m}$; $b=30\text{cm}$; $A_s=8.27\text{cm}^2$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \Rightarrow \frac{0.40}{3.75} = 0.106 \geq 0.0625 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \Rightarrow 0.106 \geq 0.085 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \dots \Rightarrow 8.27 * 10^{-3} \leq 0.0105 \dots \text{CV}$$

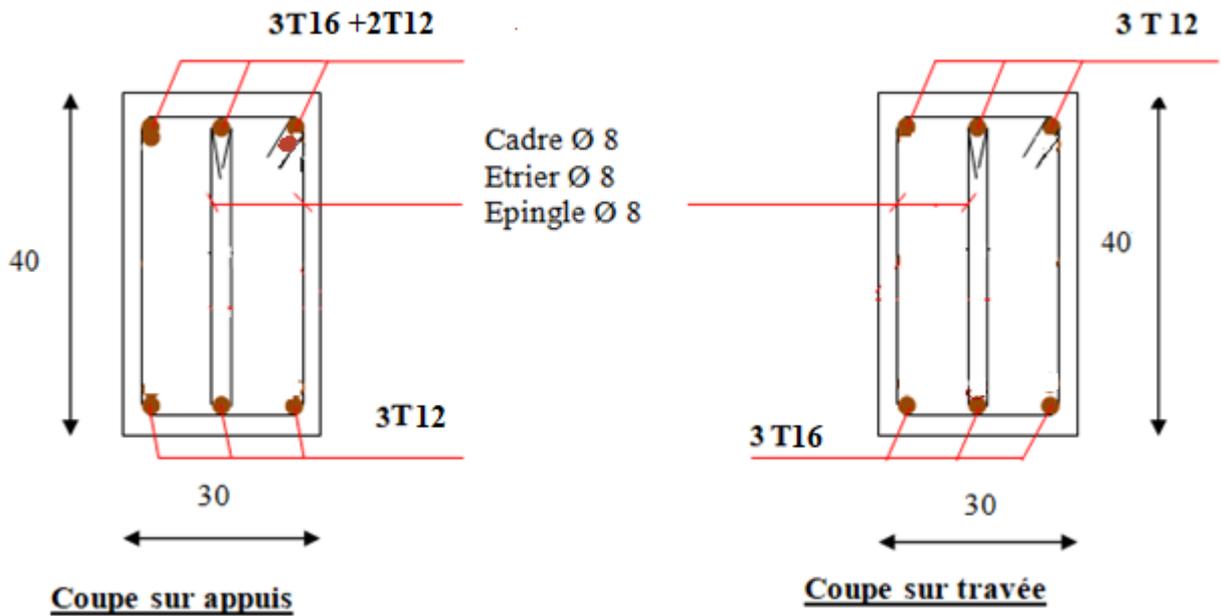
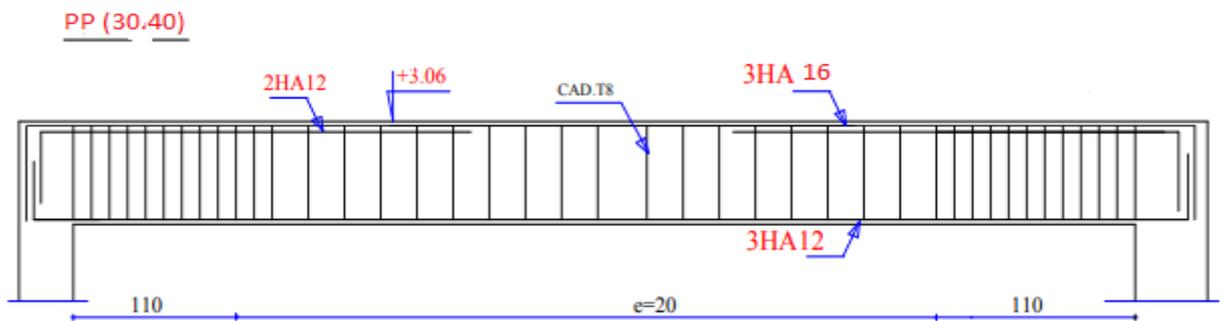


Figure 5.3. Schéma de ferrailage de la poutre principale

Source : (Auteurs, 2022)



Coupe a-a

5.1.4 Poutre secondaires :

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 2014**.

Tableau 5.4. Sollicitations de la poutre secondaires

Section	En Appuis		En Travée	
	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ELU}	M _{ELS}
30*35	-19.00	-13.92	16.2	11.70

Tableau 5.5. Ferrailage des poutres secondaires

Position	M _u	B	H	D	u _{bu}	α	Z	As	A _{min}
Travée	16.2	30	35	31.5	0.029	0.036	334.81	1.4	1.14
Appuis	-19	30	35	31.5	0.034	0.043	353.8	1.55	1.14

➤ Vérification du ferrailage des poutres secondaires :

Section minimale : RPA 99 (article 7.5.2.1) [2]

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.005 (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2.$$

Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.1) [2]

4% b*d ; En zone courante ($A_{min} = 0.04 \times 30 \times 31.5 = 37.8 \text{ cm}^2$)

6% b*d ; En zone de recouvrement ($A_{min} = 0.06 \times 30 \times 31.5 = 56.7 \text{ cm}^2$)

Tableau 5.6. Ferrailage des poutres secondaires

Section	Position	M _{max} (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{max} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres	Les armatures (A _{MIN})
				A _{BAEL}	A _{RPA}				
Poutre principale	Travée	16.2	1.4	1.14	5.25	5.25	6.88	3T14+2T12	3T12
	Appui	-19	1.54	1.14	5.25	5.25	6.88	3T14+2T12	3T12

➤ Vérification à L'ELU :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa} \} = 3.33 \text{ mpa}$$

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

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{86.44 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.80 \text{ mpa}$$

$$v = 86.44 \text{ kn.m}$$

$$\tau_u = 0.8 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{cv}$$

-Calcul du ferrailage longitudinal :

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 31.5 \text{ cm}$

➤ **Calcul de la section des armatures transversales :**

Choix du diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \text{ min}\right) = \min(10; 30; 1)$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 1 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (\text{1 cadre} + 1 \text{ étrier})$$

-Espacement des barres : Selon BAEL91[1]

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0.9 * 31.5, 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = 28.35 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30}$$

$$S_{t2} = 70 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{30 \times 1.15 \times (0.80 - 0.3 \times 2.1)}$$

$$S_{t3} = 47.66 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(st1; st2; st3) \Rightarrow$$

$$S_t = 28.35 \text{ cm}$$

Selon RPA99[2] :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

- Donc on adopte :

$$S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

St=15cm En zone courante.

- **Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99[2] :**

$$A_{t_{\min}} \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t_{\min}} = 1.35 \leq A_t \rightarrow \text{cv}$$

- **La longueur minimale des recouvrements des armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/2003[1], la longueur minimale de recouvrement dans la zone Iia est de 40ϕ .

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

On adopte : 60ϕ

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r=60\text{cm}$

- **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ mpa}$$

- **En travée :**

Mt=11.70KN.m

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6.88(31.5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 103.2y - 3250.27$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 450.41$$

$$y = \frac{450.41 - 103.2}{2 \times 15} = 11.61 = 12 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I_t = \frac{30 \times 12^3}{3} + 15 \times 6.88(31.5 - 12)^2 = 56008.46 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{45.68 \times 10^6 \times 120}{56008.46 \times 10^4} = 9.79 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow cv$$

➤ **En appuis :**

$$M = -13.92 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6.88 (31.5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 103.15y - 3250.72$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 451.13$$

$$y = \frac{451.13 - 103.15}{2 \times 15} = 11.62 = 12 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

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

$$I_t = \frac{30 \times 11^3}{3} + 15 \times 8.01 (31.5 - 11)^2 = 63803.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{92.91 \times 10^6 \times 110}{63803.03 \times 10^4} = 13.01 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow cv$$

Tableau 5.7. Vérification à l'ELS de la poutre secondaire

	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	11.70	12	56008.46	9.79	15	CV
Appuis	-13.92	12	56008.4	9.8	15	CV

5.1.5 Vérification de la flèche : BAEL 91 (article B.6.5.1) [1]

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas : $L=3.9\text{m}$; $h=35\text{cm}$; $As=6.88\text{ cm}^2$; $b=30$;

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \Rightarrow \frac{0.35}{3.9} = 0.089 \geq 0.06 \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \dots \dots \Rightarrow 0.089 \geq 0.085 \dots \dots CV$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \dots \dots \Rightarrow \frac{6.88}{30 \times 31.5} = 7.18 \times 10^{-3} \leq 0.010 \dots \dots CV$$

CHAPITRE 05 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

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 :

$$T_{\max} < 0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0.9 \times d)$$

$$a' = 35 - c - 2 = 35 - 3 - 2 = 30 \text{ cm}$$

Tableau 5.8. Vérification de la compression du béton

Section	T _{max} (KN)	0.4 × b × a × $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
Pp(30*40)	-118.9	900	Oui
Ps(30*35)	-86.44	888	Oui

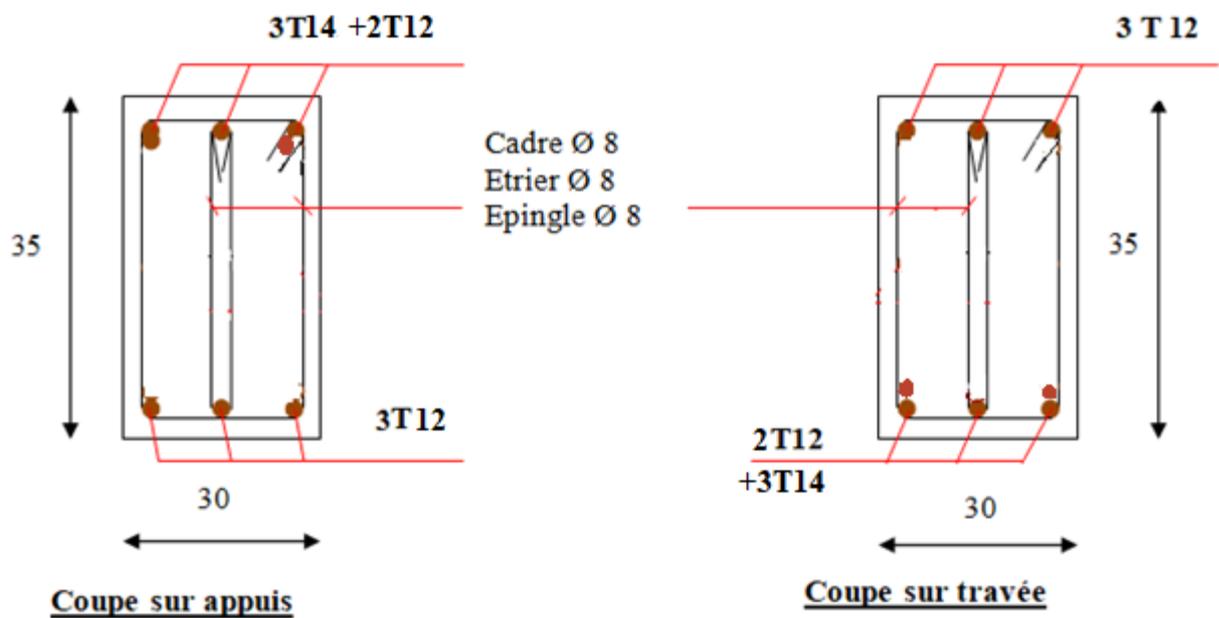


Figure 5.4. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire
Source : (Auteurs, 2022)

5.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction d'un effort de compression (N) et des moments fléchissant dans les deux directions (M_{22} ; M_{33} ; N donnés par le ROBOT).

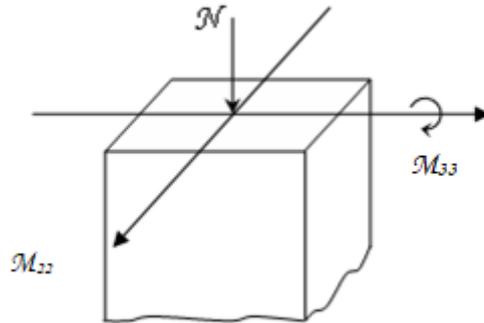


Figure 5.5. Direction des moments et efforts sur un poteau

Source : (Auteurs, 2022)

Tableau 5.9. 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	14.17	25	347.82
Situation accidentelle	1.15	1	18.5	25	400

5.2.1 Les Combinaisons de calcul

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91[1] :

ELU : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (1)

- Selon le R.P.A 99[2] :

Situation accidentelle (article 5.2 page 40)

$G+Q\pm E$(2)

$0.8G\pm E$(3)

CHAPITRE 05 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

5.2.2 Recommandation du RPA99/version 2003

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48) [2], les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique.

IIa est limité par :

- $A_{\max} = A_s/b \times h < 3\%$ en zone courante.
- $A_{\max} = A_s/b \times h < 6\%$ en zone recouvrement.
- $A_{\min} = A_s > 0.8 \% b \times h$ (zone IIa).
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques)

5.2.3 Le ferrailage des poteaux (30×40)

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones.

Zone I : RDC, 1^{ère} et 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage et 5^{ème}

5.3.3.1 Les Sollicitations

Tableau 5.10. Les Sollicitations des poteaux (30×40) trouvées par le ROBOT

Niveau	Les combinaisons	Sollicitation		N (KN)	M(N.m)
Zone I	1.35 G + 1.5Q	N_{\max}	M_{cor}	1184.74	-15.12
	0.8G ± E	N_{\min}	M_{cor}	563.49	-7.61
	G+Q±E	N_{cor}	M_{\max}	862.55	-11.03

5.2.4 Le ferrailage

- **Armatures longitudinales**

Zone I :

$b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $d' = 3 \text{ cm}$

✓ Cas 01 :

$N_{\max} = 1424.79 \text{ KN}$; $M_{\text{cor}} = -15.12 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{15.12}{1184.74} = 0.013 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} \Rightarrow 0.013 < 0.20 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

-Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = -15.12 + 1184.74 \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 174.43 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.30 \times 0.40 \times 14.16 \times 10^3 = 531.33 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 1184.74 \times (0.36 - 0.03) - 248.20 = 221.98 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 1424.79 \text{ KN} ; M_f = 248.20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{174.43 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.31 / f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.31 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.31 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

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

$$\mu = 0.35 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.32 \\ Z = 312 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{174.43 \times 10^6}{348 \times 301} = 1601.45 \text{ mm}^2$$

$$A_{calcul} = 17.22 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1606.45 - \frac{1184.74 \times 10^3}{348} = -1433.97 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mater des armatures, le béton seul suffira.

✓ **Cas 02 :**

$$N_{\min} = 563.49 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\max} = -7.61 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7.61}{563.49} = 0.013 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} \Rightarrow 0.013 < 0.20 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

-Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = -7.61 + 563.49 \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 82.48 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.30 \times 0.40 \times 14.16 \times 10^3 = 531.33 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 563.49 \times (0.36 - 0.03) - 82.48 = 185.95 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 563.49 \text{ KN} \quad ; \quad M_f = 82.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{82.48 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.14 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.14 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.14 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_{lim}$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

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

$$\mu = 0.14 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.18 \\ Z = 334.08 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{calcul} = \frac{82.48 \times 10^6}{348 \times 334.08} = 709.85 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{calcul} = 7.09 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\sigma_s} = 709.65 - \frac{563.49 \times 10^3}{348} = -605.42 \text{ mm}^2$$

$$A = 0 \text{ cm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

✓ **Cas 03 :**

$$N_{\text{corré}} = 862.55 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{max}} = -11.03 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-11.03}{862.55} = 0.012 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = \frac{0.40}{2} \Rightarrow 0.012 < 0.20 \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

Alors :

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

On doit vérifier la condition suivant :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f [1]$$

-Moment fictif (M_f):

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 11.03 + 862.55 \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right)$$

$$M_f = 127 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.30 \times 0.40 \times 14.16 \times 10^3 = 531.33 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 862.55 \times (0.36 - 0.03) - 127 = 157.78 \text{ KN.m}$$

On a : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

Alors :

$$N_u = 862.55 \text{ KN} \quad ; \quad M_f = 127 \text{ m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{127 \times 10^6}{14.16 \times 300 \times 360^2} = 0.23 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.23 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimé}$$

$$0.23 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_{lim}$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

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

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

$$\mu = 0.23 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.33 \\ Z = 312.03 \text{ mm} \end{cases}$$

CHAPITRE 05 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$A_{\text{calcul}} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{\text{calcul}} = \frac{127 \times 10^6}{348 \times 312.03} = 1169.18 \text{ mm}^2.$$

Donc : $A_{\text{calcul}} = 11.69 \text{ cm}^2$

$$A = A_{\text{st}} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1169.08 - \frac{863255 \times 10^3}{348} = -998.91 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$:

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffit

➤ **Tableau de calcul du ferrailage :**

$A_{\text{min}} = 0.8 \% b \times h = 9.60 \text{ cm}^2$

Tableau 5.11. Les résultats de calcul du ferrailage longitudinal des poteaux (30×40)

$A_{\text{calcul}} (\text{cm}^2)$		$A_{\text{min(RPA)}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$	N° de barres
Cas 01	16.01	9.60	16.01	16.08	8T16
Cas 02	7.09				
Cas 03	11.69				

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

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 130.41 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow A_{\text{min}} \geq 2.28 \text{ cm}^2$

$A_{\text{min}} < A_{\text{min(RPA)}} \Rightarrow 1.3 \text{ cm}^2 < 9.60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{cv})$

$A_{\text{min}} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.3 \text{ cm}^2 < 16.08 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{cv})$

-Section maximal :

$A_{\text{max}} = A_s / b \times h < 3\% \dots\dots\dots \text{cv}$

$A_{\text{max}} = A_s / b \times h < 6\% \dots\dots\dots \text{cv}$

➤ **Armatures transversales :**

-Recommandation du R.P.A[2] :

➤ section d'armature :

CHAPITRE 05 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$ où :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h : hauteur totale de la section brute .

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique (λ_g)

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élançement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élançement géométrique } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \max \left[\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right]$$

Avec :

$$\lambda_g = \max \left(\frac{3.12}{0.3}, \frac{3.12}{0.4} \right) = 10.4$$

$$\Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times St}{h l \times f_e}$$

➤ **L'espaceur St:** (BAEL91) [1]

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\phi_L ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \min (10 \times 1.6; 15 \text{ cm}) = (20 ; 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

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

-En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_L = 24 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

-Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_L \Rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

Donc: $L_r = 64 \text{ cm}$

➤ **Tableau de ferrailage des armatures transversales :**

Le ferrailage minimum donné par le RPA[2] :

$$A_{tmin} \geq 0.30\% S_t \times b$$

CHAPITRE 05 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 5.12. Les résultats de calcul du ferrailage transversal des poteaux (30×40)

ρ_a	V	$S_t(\text{cm})$		$A_{t \text{ min}}$	$A_{t \text{ calcul}}$	A_{adopt}
		Nodal	courante			
2.5	28.4	10	15	1.35	0.62	6Ø8

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] [1] :**

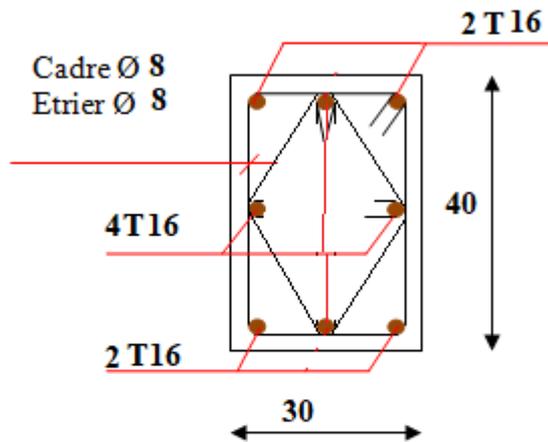
On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{28.4 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.26 \text{ Pa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.26 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



Coupe sur (30x40)

Figure 5.7. Schéma Ferrailage des poteaux 30×40

Source : (Auteurs, 2022)

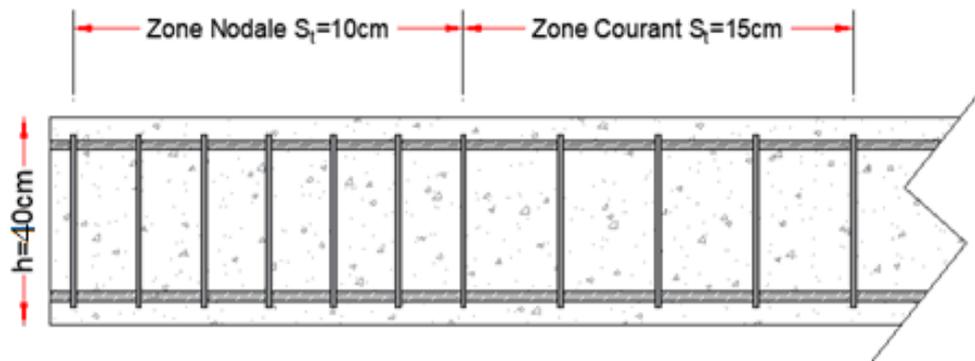


Figure 5.8. Schéma de l'espaceur zone courante et zone nodale

Source : (Auteurs, 2022)

5.3 Ferrailage des voiles

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91[1], et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003[2]. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

5.3.1 Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

•

5.3.2 Avantages des voiles :

- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant. Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.
- Leur présence limite les déformations latérales.

5.3.3 Combinaisons des actions :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) [2], et le BAEL 91[1], les combinaisons des actions ont été considérées pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le BAEL91 [1] : $\{G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
- Selon le RPA 99 [2] : $\{1.35G + 1.5Q$
 $G + Q$

Nous utilisons les combinaisons du RPA99[2], pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «ROBOT».

5.3.4 Recommandations du RPA99[2]

A) Aciers verticaux

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

B) Aciers horizontaux

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

C) Règles communes

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est : $A_{min} = 0.15 \%$ section globale du voile. $A_{min} = 0.1 \%$ zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $St \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile. Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(h_e, 2L/3)$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

➤ **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40$: En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

D) Disposition des voiles

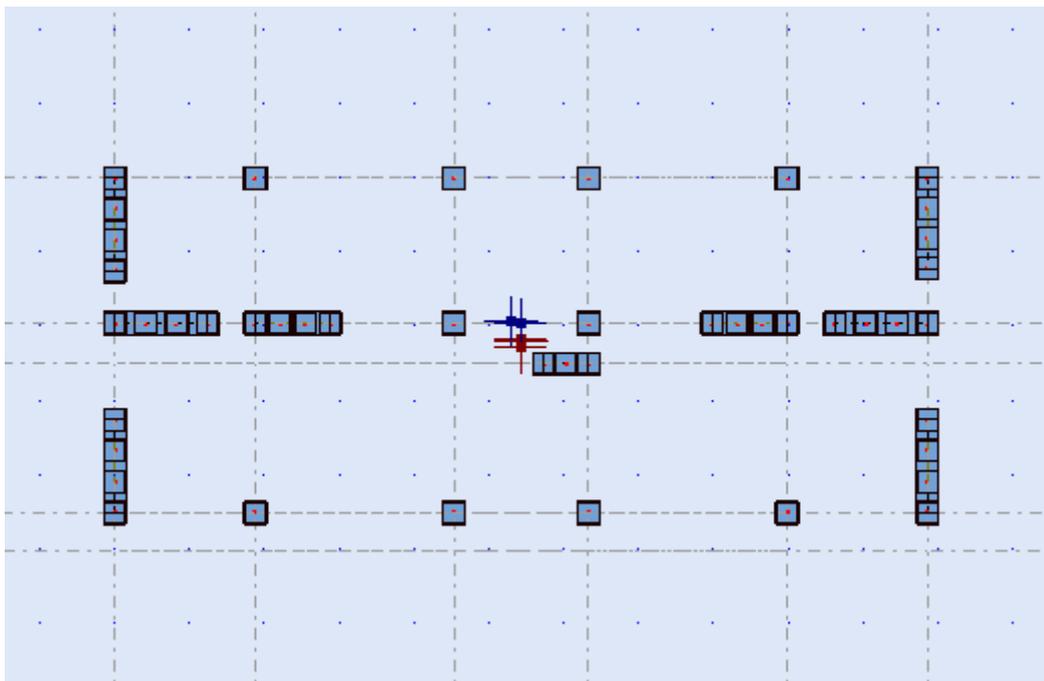


Figure 5.9. Disposition des voiles. Source (ROBOT 2014)

5.3.5 Le ferrailage des voiles de sens longitudinales :

($L = 2.5\text{m}$; $H = 4.42\text{m}$; $e = 0.2\text{ m}$)

On utilisera la méthode des contraintes :

✓ **Remarque :**

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

$$N = -711.14 \text{ KN} \quad ; \quad M = -1.52 \text{ KN.m} \quad ; \quad T = 4.14 \text{ KN}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.2 \times 4.42^3}{12} \Rightarrow I = 1.43 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 0.2 \times 4.42 \Rightarrow S = 0.884 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{4.42}{2} \Rightarrow y = 2.21 \text{ m}$$

A) Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{714.11}{0.884} + \frac{1.52 \times 2.21}{1.43}$$

$$\sigma_1 = 810.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{-714.11}{0.884} - \frac{-1.52 \times 2.21}{1.43}$$

$$\sigma_2 = -805.46 \text{ KN/m}^2$$

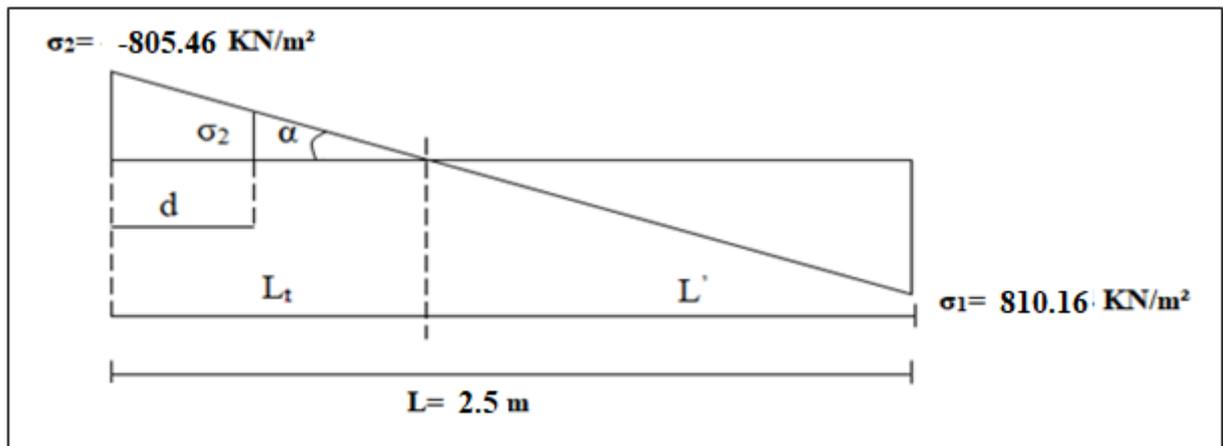


Figure 5.10 Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale)

Source : (Auteurs, 2022)

B) Calcul des armatures verticales :

Le ferrailage se fait par bonde de (d) de largeur Art : 7.7.4 [RPA03]

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right)$$

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{0.80546 \times 2.5}{0.810 + 0.805} \Rightarrow L_c = 1.25\text{m}$$

Longueur tendue: $L_t = L - L_c$

$$L_t = L - L_c = 2.5 - 1.25 \Rightarrow L_t = 1.25\text{m}$$

Avec :

L_t : la longueur de la zone tendue.

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) \Rightarrow d \leq \min(2.21; 0.83)$$

$$d = 0.83\text{m}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_c - d)}{L_c} \Rightarrow \sigma_1 = 270.63\text{MPa}$$

La force de traction résultante :

$$\Rightarrow F_T = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) \times S = \left(\frac{0.805 + 270.63}{2}\right) \times 0.83 \times 0.2 \times 1000 \Rightarrow F_T = 138.97\text{KN}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{F_{\text{traction}}}{F_e} = \frac{138.97 \times 10^3}{400} = 3.47\text{cm}^2$$

C) Section d'armature : D'après le RPA 2003[2], :

$$\Rightarrow A_s = 3.47\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,2\% \times a \times d = 0,2\% \times 0,20 \times 1,55 \times 10^4 = 3.32\text{cm}^2 \dots \text{CV}$$

Donc :

$$\text{On prend } \Rightarrow A_s = 8\text{T}12 = 9.02\text{cm}^2$$

D) Détermination des armatures horizontales :

➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

Avec :

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{1.4 \times V}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \tau_b = \frac{1.4 \times 4.14 \times 10^3}{2500 \times 0.9 \times 200} = 0.012\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 0.012\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003[1] :**

$$\Rightarrow A_h \geq 0.15\% \times a \times b = 0.15\% \times 20 \times 442 = 13.26\text{cm}^2$$

Donc :

$$\text{On prend } \Rightarrow A_h = 12\text{T}12 = 13.57\text{cm}^2$$

D) Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42, [4], dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

E) L'espacement :

✓ Selon le BAEL 91[1], on a :

$$St \leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

✓ Selon le R.P.A 99 (version 2003) [2], on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc :

$$St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20cm

F) Disposition des armatures

- Armatures verticales

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux

fois l'épaisseur du mur ni 33cm. Selon le BAEL 91[1], et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003) [2]

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On a :

$$St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$L = 250 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 25 \text{ cm}$$

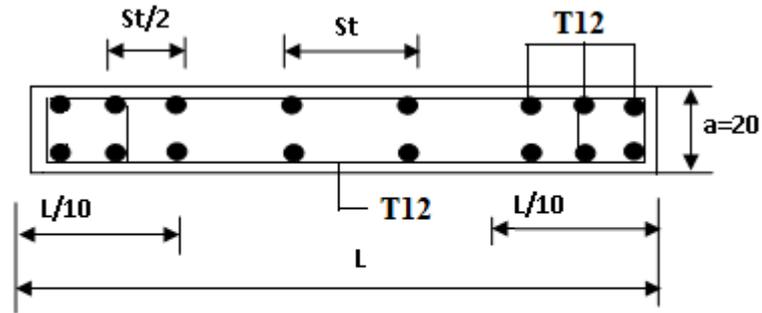


Figure 5.11. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Source : (Auteurs, 2022)

G) Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a ; 30\text{cm})$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

H) Armatures transversales

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

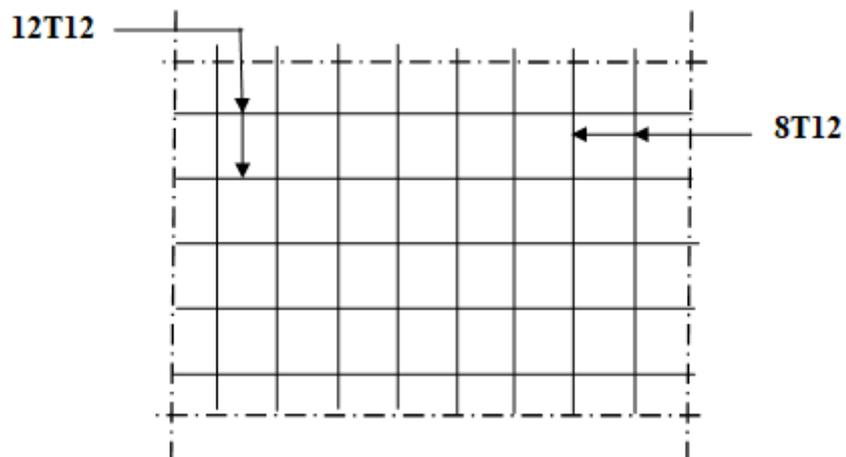
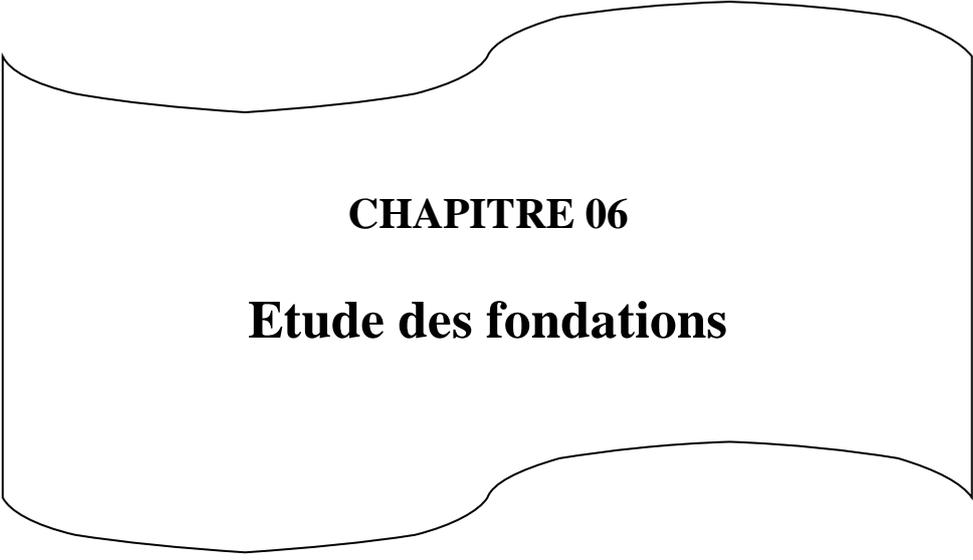


Figure 5.12. Disposition du ferrailage du voile. Source : (Auteurs, 2022)

Conclusion

Dans la détermination des ferraillements des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.



CHAPITRE 06

Etude des fondations

Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

6.1. Rôle de fondations

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes : réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.

Assurent la liaison avec le sol pour transmettent et repartissent les efforts de la superstructure.

Les fondations supportent différentes charges telles que :

- **Les charges verticales**

- Les charges permanentes : englobant le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs.

- Les charges variables : englobant le poids des meubles, le poids des personnes, le poids de la neige.

- **Les charges horizontales (ou obliques)**

- Les charges permanentes : telles que la poussée des terres.

- Les charges variables : telles que la poussée de l'eau ou du vent.

Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

6.2. Facteur de choix du type de fondation

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.

- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant

6.3. Choix de type de fondation

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =1.5bars), sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution primaire.

Selon RPA 2003 (A.10.1.4.1)[2], les fondations sont dimensionnées par les combinaisons

d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

Selon **BAEL 91**[1] révisée **99** :

- $1.35G+1.5Q$
- $G+Q$

Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais, etc...).

6.4. Type des fondations

Il existe deux types de fondation ;

6.4.1. Fondations superficielles

Les fondations sont dites superficielles si la condition suivante est respectée : $\frac{D}{B} < 4$

Avec :

D : la distance entre le dessous de la fondation et le niveau fini du sol.

B : largeur de la fondation.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- **Les semelles isolées** : placée sous un poteau.
- **Les semelles filantes** : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés.
- **Les radiers**.

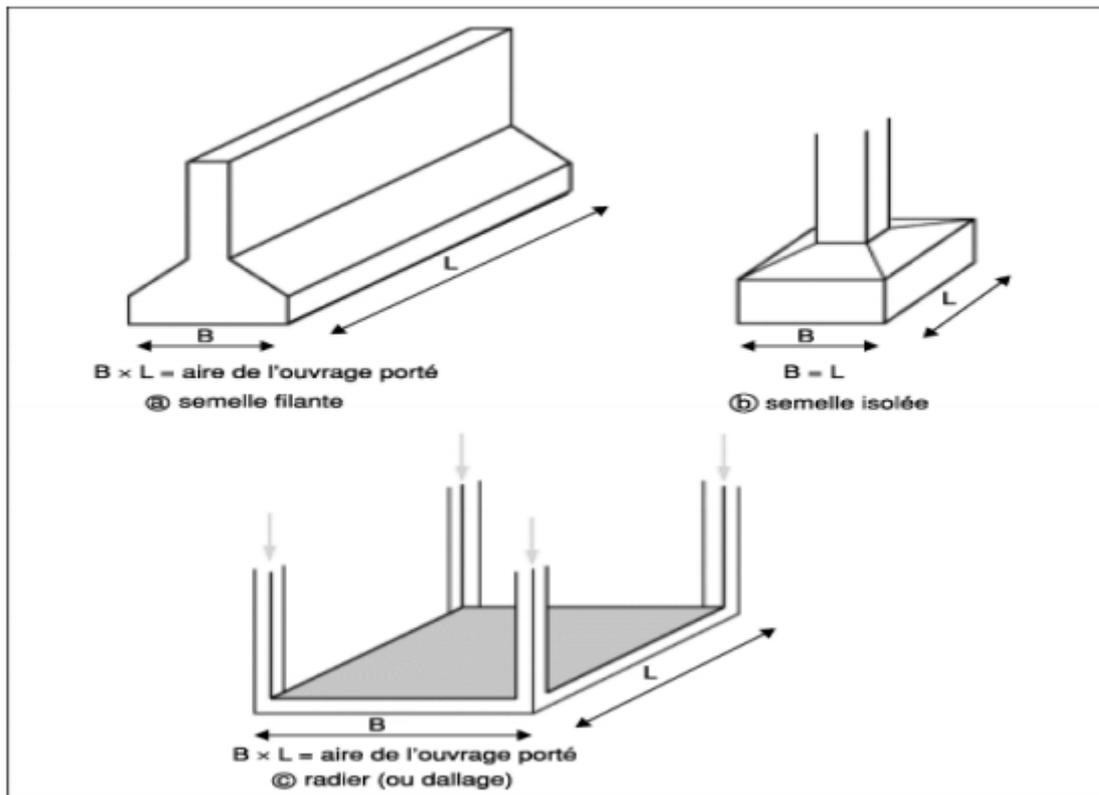


Figure 6.1. Les types de fondation

6.4.2. Fondations profondes

Les fondations sont dites profondes si une des deux conditions suivantes est respectée :

$$\frac{D}{B} < 1.5 \text{ ou } D < 3 \text{ m.}$$

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux (fondations profondes).
- Les puits (fondations semi profondes).

6.5. Contrainte admissible du sol

Il faudra toujours s'assurer que la pression exercée par la fondation sur le sol est inférieure à la pression que peut supporter le sol (contrainte admissible " σ_{adm} "). La pression que peut supporter le sol a été déterminée grâce aux essais de reconnaissance de sol.

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction de formules suivantes :

$$\sigma_{adm}(ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

Avec :

γ_q : coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$\gamma_q = 2 \dots$ (ELU)

$\gamma_q = 3 \dots$ (ELS)

Donc :

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \Rightarrow q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} \Rightarrow q_u^{reel} = 2 \times \sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 1.5 = 2.25 \text{ bar}$$

6.6. Pré dimensionnement des semelles isolées

En appelant A et B les côtés de la semelle aux côtés a et b du poteau deux conditions à satisfaire pour dimensionner une semelle rigide sous chargement centré.

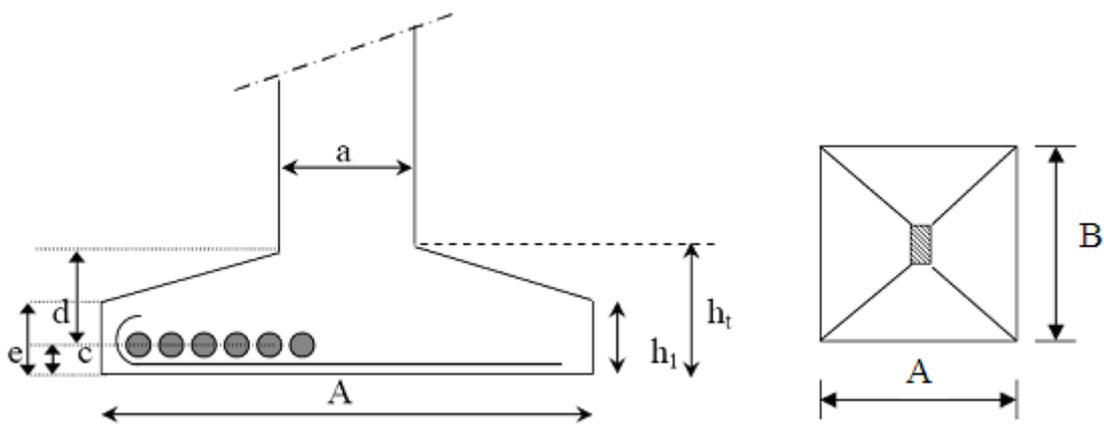


Figure 6.2. Schéma de principe d'une semelle isolée.

Nous donnons dans ce qui suit le détail de calcul de la semelle isolée la plus sollicitée

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1184.74 \text{KN} \\ N_{ser} = 862.55 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{MPa}$$

Selon le BAEL91 [1]

$$B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.3 \times 862.55}{0.4 \times 150}} = 2076 \text{mm} = 2.07 \text{m}$$

On prend $A=B=207 \text{cm}$

La hauteur totale de la semelle : $h = d + c = 450 + 50 = 500 \text{mm}$

La hauteur utile de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2076-300}{4} = 444 \text{mm}$

Enrobage $c = 50 \text{mm}$

On prend $h=50 \text{cm}$.

- Vérification de la contrainte du sol

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{sol} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{sol} = (P.P.s + N_{ser}) / \acute{S}$$

P.P.s: poids propre de la semelle.

\acute{S} : Surface de la semelle en contact avec le sol

$P.P.s = p \text{ semelle} + p \text{ ancrage poteau} + p \text{ sol}$

$$= (2.07 * 2.07 * 0.6)25 + (0.30 * 0.40 * 0.9)25 + ((2.07 * 2.07) - (0.3 * 0.4)) * 0.9 * 15$$

$P.P.s = 123.2 \text{ KN}$

$$\sigma_{sol} = (123199 + 862550)/2076^2 = 0,22 > \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

On prend **A = B = 260cm**

$$\sigma_{sol} = \frac{(123199 + 862550)}{2600^2} = 0,145 < \bar{\sigma}_{sol} = 0,15 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc :

La hauteur totale de la semelle : $h = d + c = 562,5 + 50 = 612,5\text{mm}$

La hauteur utile de la semelle : $d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{2600-300}{4} = 575\text{mm}$

Enrobage $c = 50\text{mm}$

On prend **h=60cm**.

- **Poinçonnement**

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

$$\tau = P_1/U \cdot h \leq \tau_{lim} = 0,045f_{c28}/\gamma_b$$

Avec :

$$U = 2a + 2b + \pi h$$

$$U = (2 \times 0,3) + (2 \times 0,4) + (3,14 \times 0,575) = 3,2\text{m}$$

$$A_{tot} = A \times B = 2,6 \times 2,6 = 6,76\text{m}^2$$

$$A_{ext} = A_{tot} - (\pi \acute{s}^2 + a \times b + 2b\acute{s} + 2a\acute{s})$$

$$\acute{s} = 5h/6 = (5 \times 0,6)/6 = 0,5\text{m}$$

$$\Rightarrow A_{ext} = 6,76 - 1,605 = 5,155\text{m}^2$$

$$P_1 = \frac{(N_u \times A_{ext})}{A_{tot}} = \frac{(1184,74 \times 5,155)}{6,76} = 903,45\text{KN}$$

$$\tau = P_1/U \cdot h = 0,9034/(3,2 \times 0,6) = 0,47\text{MPa}$$

$$\tau_{lim} = 0,045 \times 25/1,5 = 0,75\text{MPa}$$

$$\tau = 0,47\text{MPa} < \tau_{lim} = 0,75\text{MPa}$$

-Calcul de ferrailage des semelles isolées

La méthode de calcul est la méthode des bielles.

$$A_{sx} = \frac{N_u(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1184.74 \times 10^3(2600 - 300)}{8 \times 575 \times 348} = 17.02\text{cm}^2$$

$$A_{sy} = \frac{N_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1184.74 \times 10^3(2600 - 400)}{8 \times 563 \times 348} = 16.28\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sx}^{adop} = 12\text{HA}14 = 18.47\text{cm}^2 \\ A_{sy}^{adop} = 11\text{HA}14 = 16.93\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ Espacement

$$St_x = 260/12 = 21.6\text{cm}$$

$$st = 22\text{cm.}$$

$$St_y = 260/11 = 23.63\text{cm}$$

$$St_y = 24\text{ cm.}$$

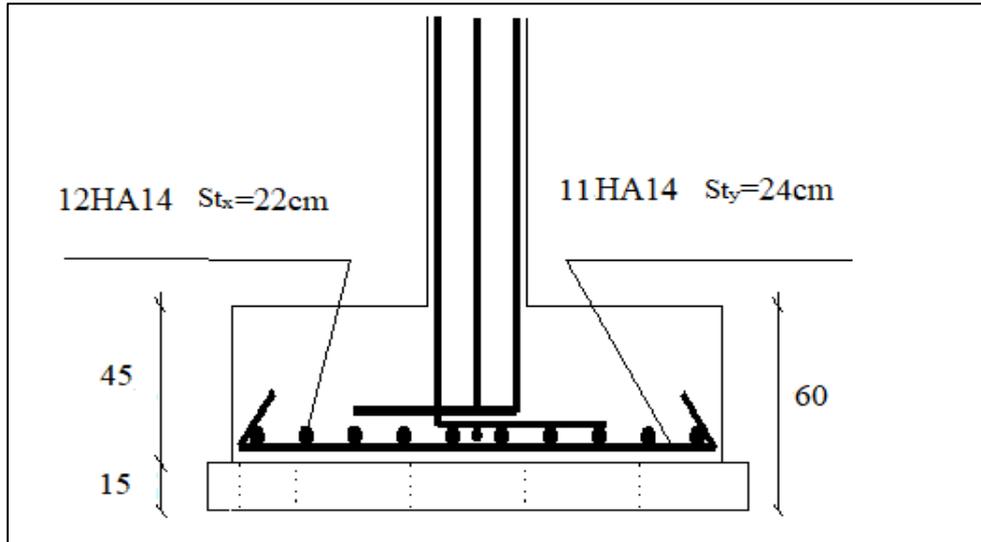


Figure 6.3.Schéma de ferrailage de la semelle isolée

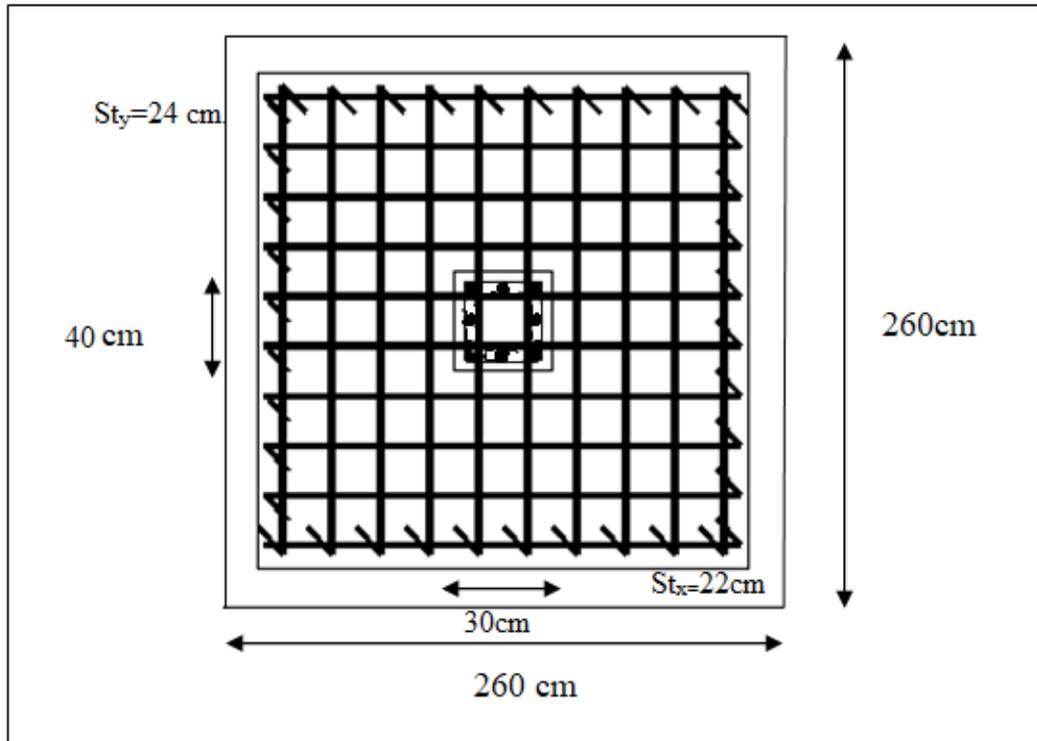


Figure 6.4.Schéma de ferrailage de la semelle isolée

6.7. Pré dimensionnement de la semelle filante

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens : Le sens transversal.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

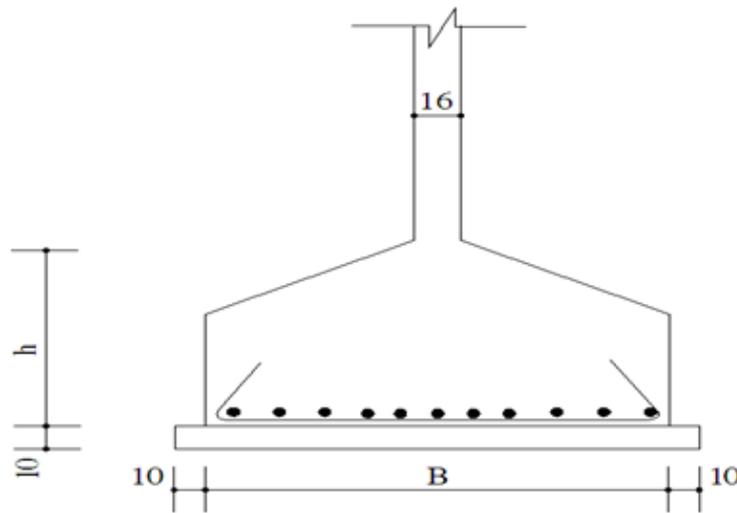


Figure 6.5. Profil en travers d'une semelle filante.

-Dimensionnement de la semelle filante

La surface nécessaire pour la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant est :

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{\sum N_{ser}}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{524.67}{150 \times 2.5} \Rightarrow B \geq 1.4 \text{ m.}$$

Donc on adopte $B = 1.6 \text{ m}$.

1. La hauteur utile :

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d \geq \frac{2.4-0.4}{4} \Rightarrow d \geq 0.5 \text{ m donc on adopte } d = 0.5 \text{ m.}$$

La hauteur de la semelle $h = d + 0.05 \Rightarrow h = 0.5 + 0.05 \Rightarrow h = 0.55 \text{ m}$

2. La position de la force résultante :

$$X = \sum \frac{(N_{ser}^i \times x_i)}{N_{ser}^i} \Rightarrow X = \frac{862.55}{524.67} \Rightarrow X = 1.64 \text{ m}$$

3. **Excentricités :**

$$e = \frac{L}{2} - X \Rightarrow e = 1.64 - \frac{2.5}{2} \Rightarrow e = 0.39 \text{ m}$$

4. **Calcul des contraintes :**

$$M_e = M_R + (R \times e) \Rightarrow M_e = 1.38 + (524.67 \times 0.25)$$

$$\Rightarrow M_e = 132.54 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{B \times L} + \frac{6 \times M_e}{B \times L^2} \Rightarrow \sigma_{\max} = 329.97 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{B \times L} - \frac{6 \times M_e}{B \times L^2} \Rightarrow \sigma_{\min} = 67.64 \text{ KN/m}^2.$$

5. **Vérifications de la contrainte:**

$$\sigma = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\Rightarrow \sigma = 264.38 \text{ KN/m}^2 > \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CNV.}$$

Donc on augmente la largeur de la semelle **B = 2m.**

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{B \times L} + \frac{6 \times M_e}{B \times L^2} \Rightarrow \sigma_{\max} = 168.45 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{B \times L} - \frac{6 \times M_e}{B \times L^2} \Rightarrow \sigma_{\min} = 41.31 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\Rightarrow \sigma = 136.2 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Calcul de ferrailage des semelles filante**

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU

Nous avons :
$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8(h - 0.05)\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec : $P_u = P_{u1} + P_{u2}$

- $P_{u1} = \frac{\sum N_u}{L}$ l'effort normal reparté à l'ELU

- P_{u2} : Poids des terres + Poids des semelles + Poids des amorces poteaux.

- Calcul du poids revenant à la semelle

Poids des semelles : $2 \times 0.55 \times 2.5 \times 25 = 62.5 \text{ KN}$

Poids des amorces poteaux : $2 \times (0.3 \times 0.4 \times 1.5 \times 25) = 9 \text{ KN}$

Poids des terres = 122.51 KN

Et On a: $P_{u1} = 285.64 \text{ KN}$

$P_{u2} = 194.01 \text{ KN}$

$\Rightarrow P_u = 479.65 \text{ KN}$.

Avec : $A_s = \frac{P_u (B - b)}{8(h - 0.05)\sigma_{sol}}$

Alors : $A_s = \frac{479.65 \times (2 - 0.4)}{8 \times (0.55 - 0.05) \times 348 \times 10^3} = 7.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Nous choisissons **8HA 12/ml** = $9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

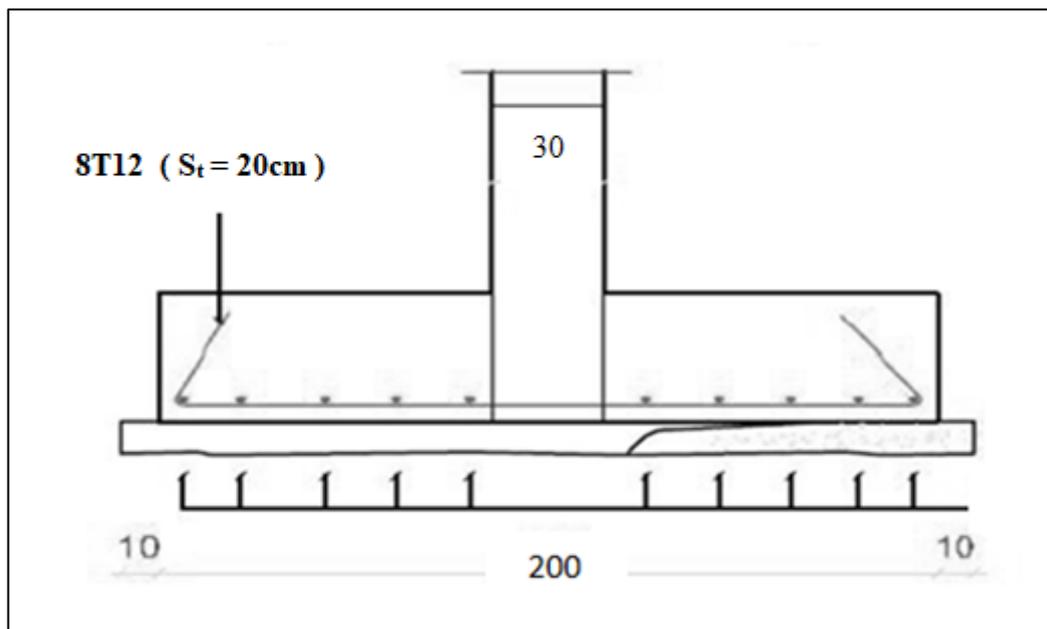


Figure 6.6. Schéma de ferrailage de la semelle filante.

6.8. Calcul de la longrine

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction (F). Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l' infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles les unes par rapport aux autres.

6.8.1. Pré dimensionnement

D'après le règlement RPA 2003(art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3.
- (30x30) cm².....site de catégorie S4.

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (40x30) cm².

6.8.2. Ferrailage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_s = 0,6\% \times (b \times h)$$

$$\Rightarrow A_s = 0,006 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_s = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 9,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow (3T14 + 3T14)$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 130 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 130$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.3 < 9.24 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

➤ **L'espacement « e »**

$$S_t \leq \min (0.9 \times h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (36 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 36 \text{ cm}$$

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

➤ **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.52 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 (A= 1.01cm²)

➤ **Armatures longitudinales**

Les longrines doivent calculées pour résiste a la traction sous l'action d'une force et égale a :

$$F = N_u(\text{max}) / \alpha > 20 \text{ KN}$$

$$F = 1184.79 / 12 = 98.73 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}.$$

Nu(max) : Effort normale ultime de poteau plus sollicité

α : Coefficient de fonction de la zone sismique et la catégorie de site considérée.

D'après (RPA99/2003) :

$\alpha = 12$ (Catégorie s3, zone IIa)

6.8.3. Disposition des armatures dans la longrine

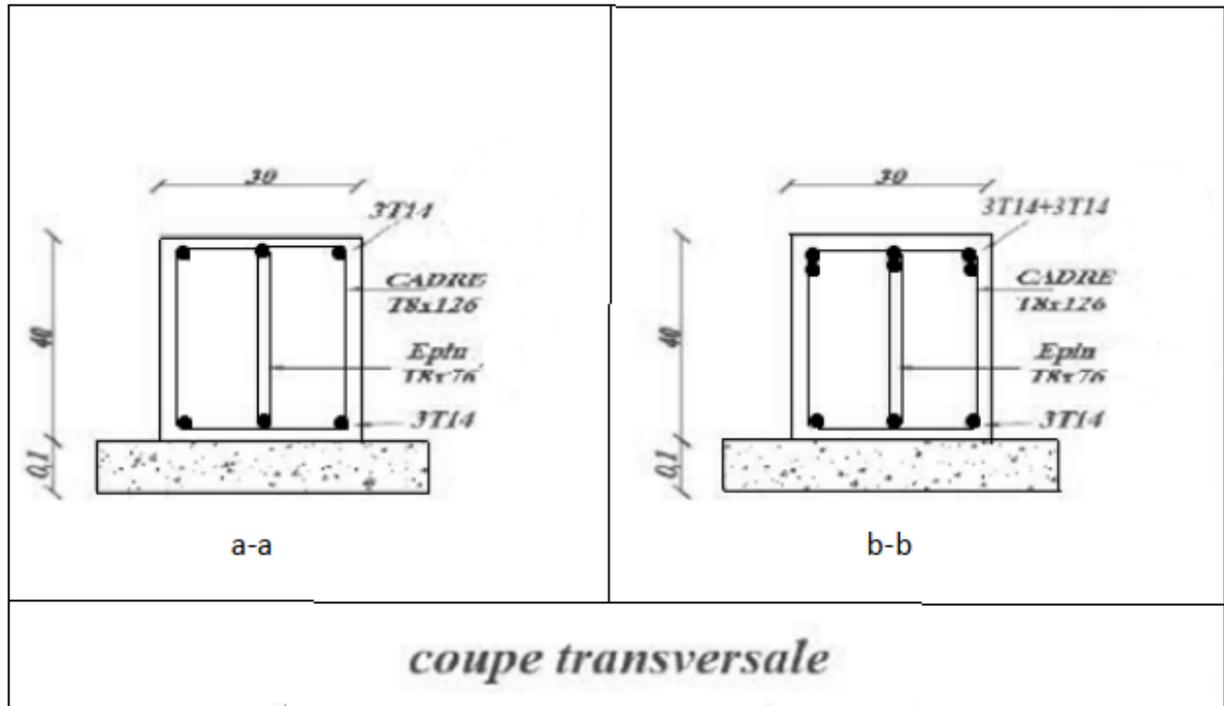


Figure 6.7. Schéma de ferrailage de la longrine.

Conclusion

Le bon choix de type de fondation pour le bâtiment permet d'assurer une bonne assise pour l'ensemble de la structure et la stabilité vis-à-vis des différentes actions.

Cela à travers des sections de ferrailage bien calculées et des recommandations des règles vigueur bien vérifiées.

Enfin ; la bonne réalisation sur chantier reste le point clé de toute l'ouvrage réussis.

Conclusion générale

Conclusion générale

Notre projet de fin d'études nous a permis essentiellement de mettre des connaissances théoriques et expérimentales acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel en cours.

A travers cette étude d'un bâtiment en béton armé à contreventement mixte, nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, et de la doter du contreventement adéquate fonction de la hauteur et de l'agressivité sismique du lieu.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur. La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Concernant les notes de calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère et balcons), des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) et de l'infrastructure (fondation sur radier), elles ont été conduites conformément aux prescriptions réglementaires en vigueur au niveau national, notamment les règles parasismiques Algériennes (RPA/93) et les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA/93).

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants ont été une aide précieuse afin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours notre projet de fin d'étud..

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- **RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- **BAEL91** : béton armé aux états limite.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Cours

- Cours de béton armé (3ème Année).
- Cours de conception technique de construction (1ère Année Master).
- Cours de Résistance de matériaux (3ème Année).
- Cours de dynamique des structures (Master 2).
- Cours de calcul des structures en béton armé (1ère Année Master).
- Cours de projet structures en béton armé

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2010
- AUTOCAD 2007.....Dessin.
- EXCEL 2007/2010Calcul.
- WORD 2007/2010Traitement de texte.
- EXPERT 2010.....Calcul.

1) ALLELE Marwa et SERRARE Safa (2020). Étude d'un bâtiment (R+6) usage d'habitation contreventé par portiques et voiles. Thèse de Master. Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf Mila.

2) CHAKER Hadjer (2020). Conception et calcul d'un bâtiment administratif en zone sismique, contreventement mixte. Thèse de Master. Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf –Mila.

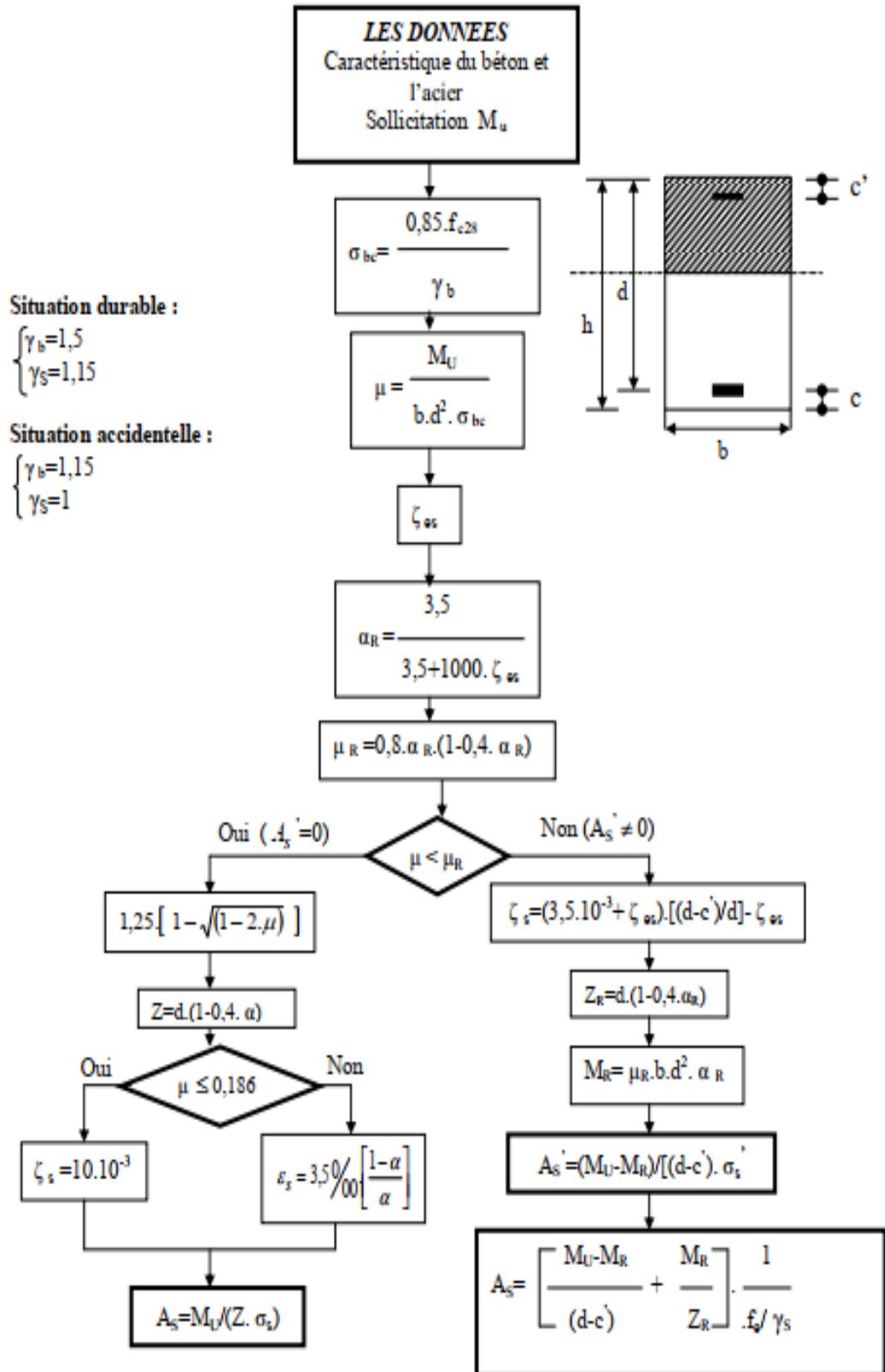
3) CHERAIT (2008). Calcul des ouvrages en béton armé", éditions offices des publications universitaires

4) HIMRI Yousra et KHELAIPIA Soulef (2020). Étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5). Thèse de Master. Université du 8 Mai 1945 Guelma.

ANNEXES

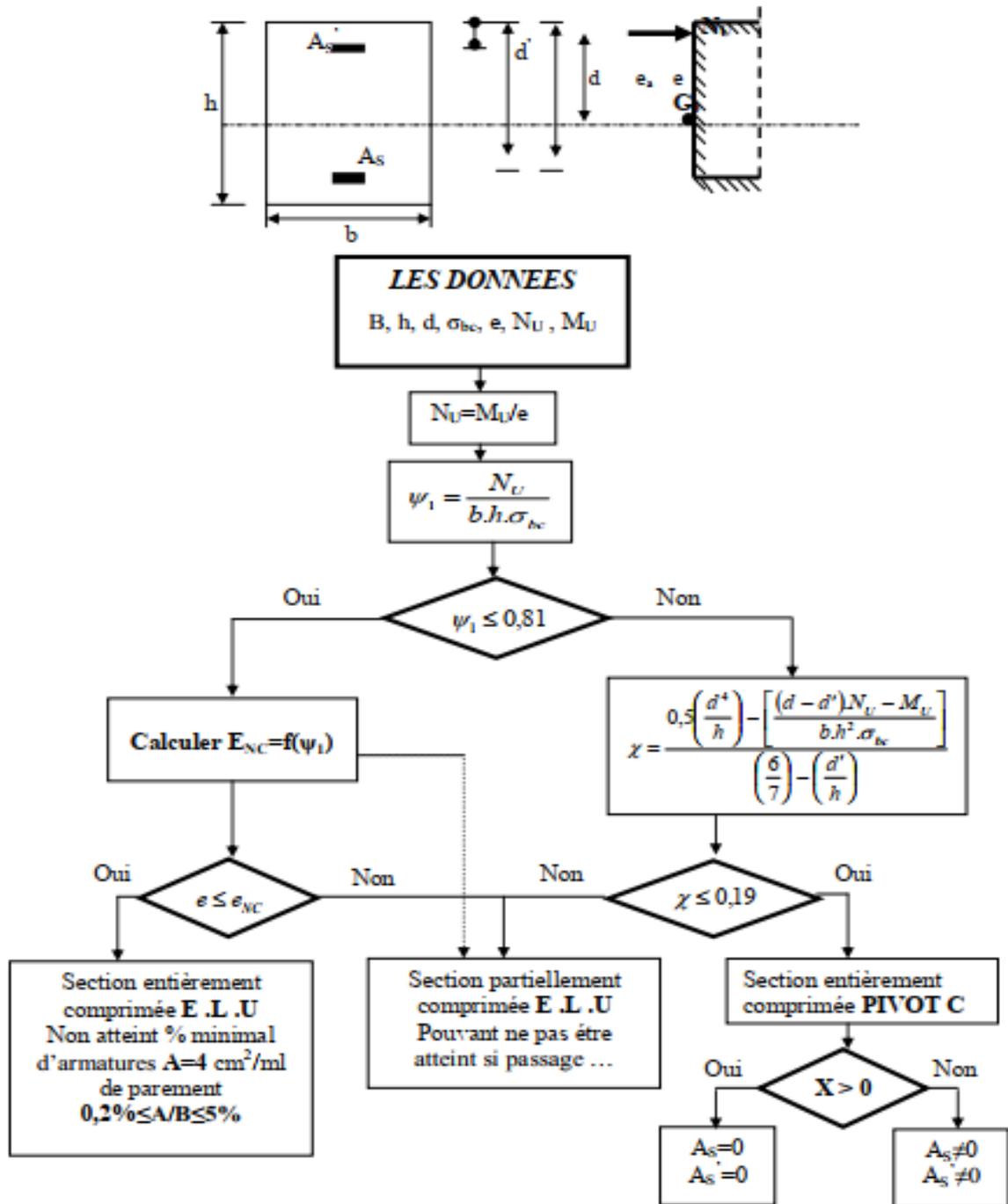
ORGANIGRAMME –1

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



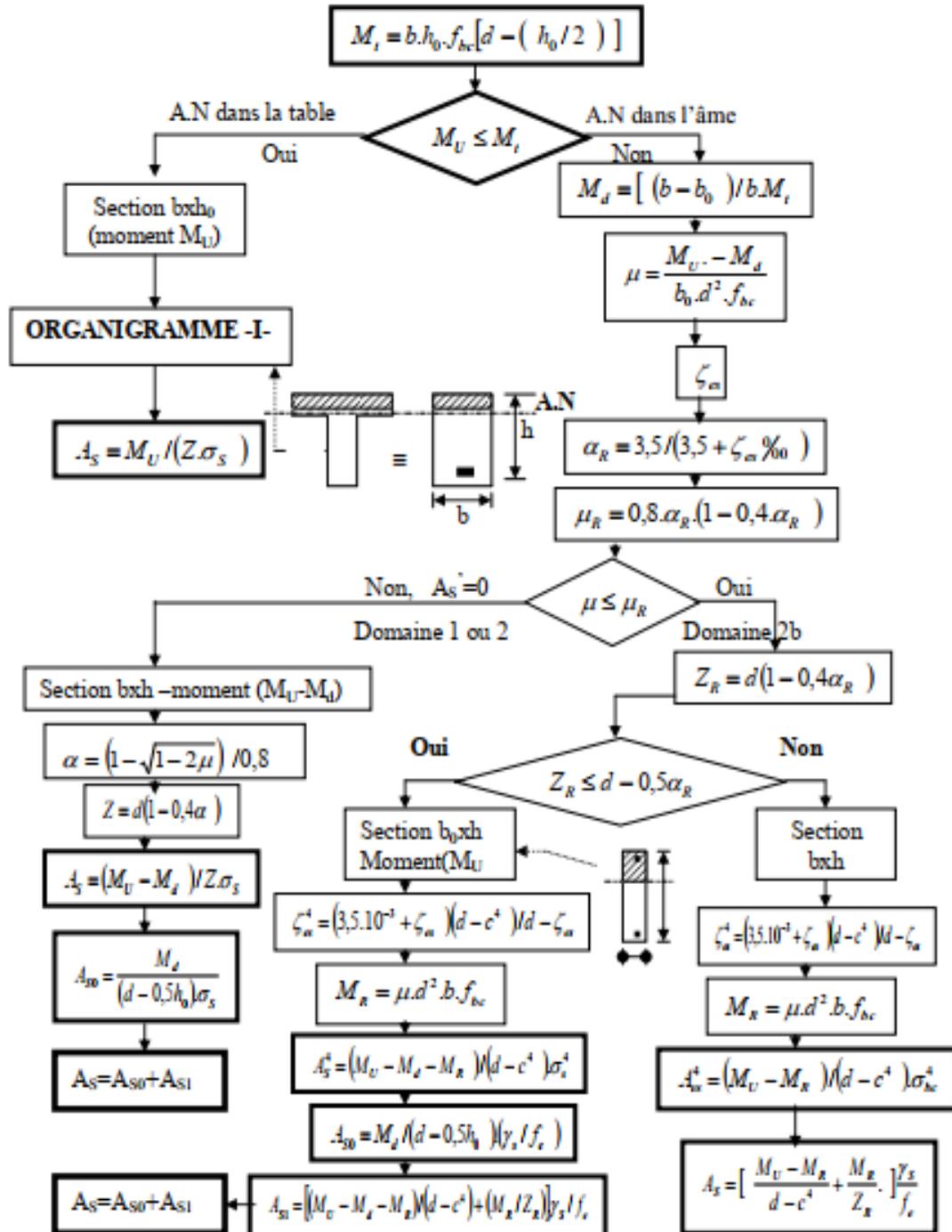
ORGANIGRAMME -2

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



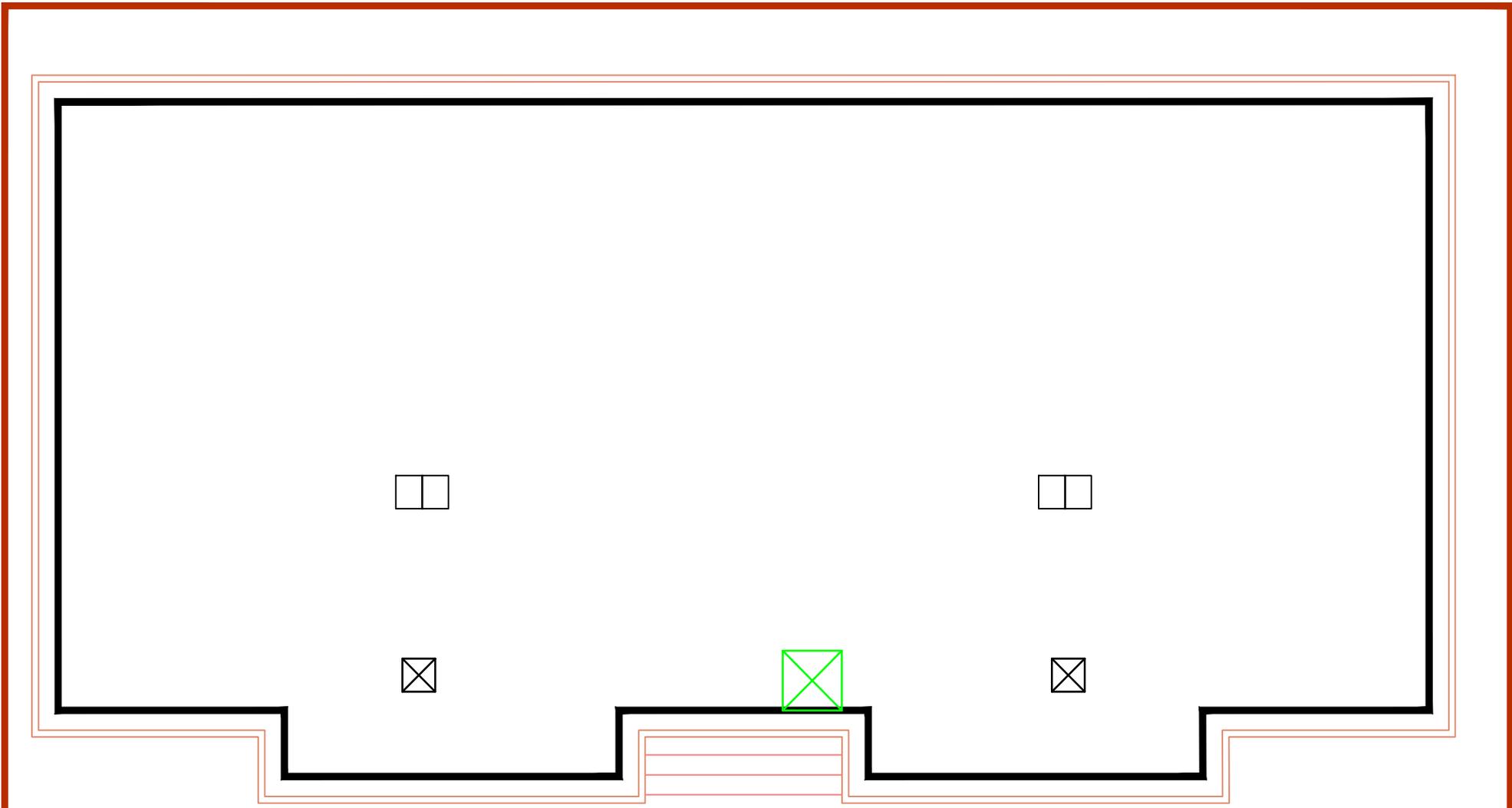
ORGANIGRAMME –II

CALCUL D'UNE SECTION EN –Té– A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre en mm

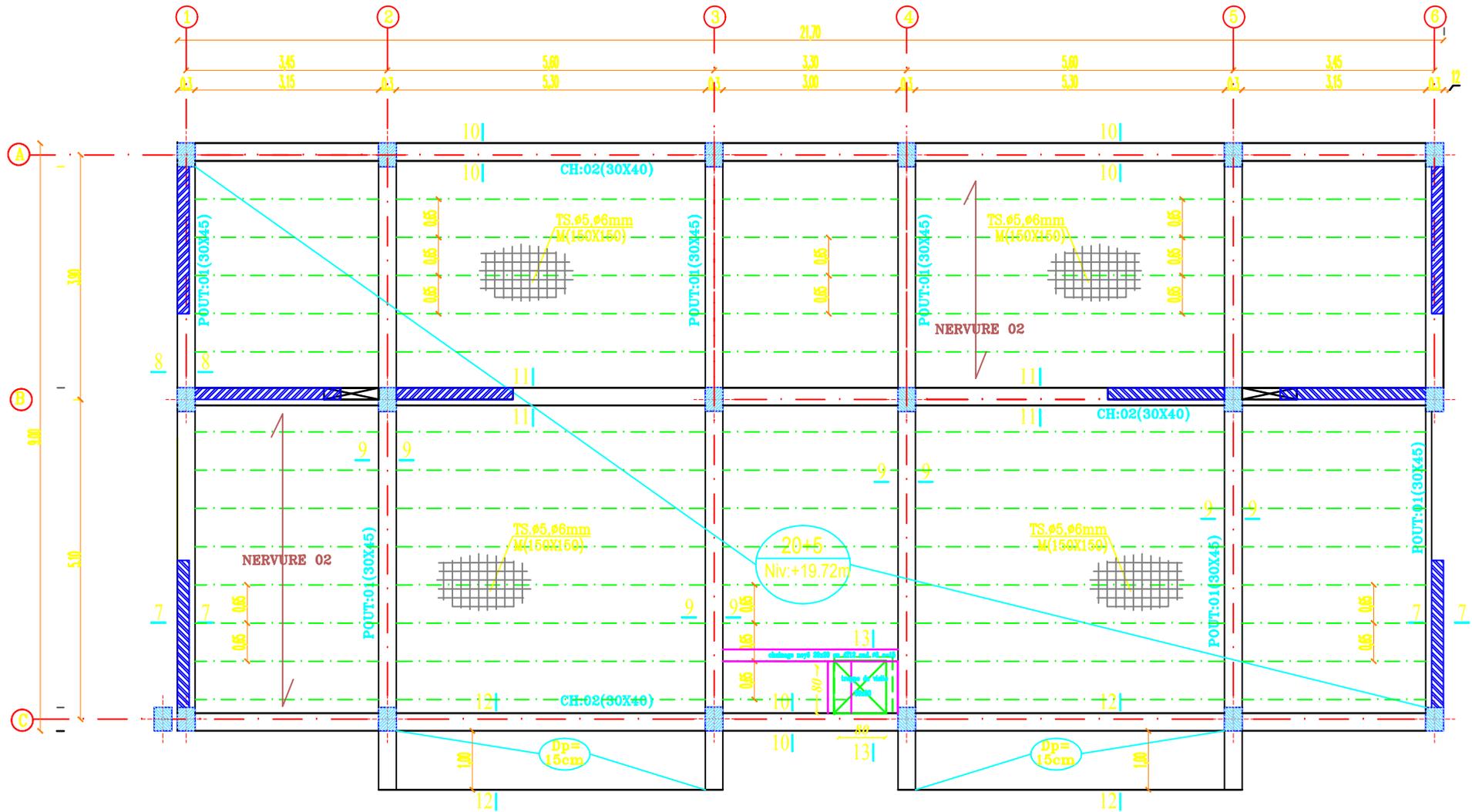
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	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



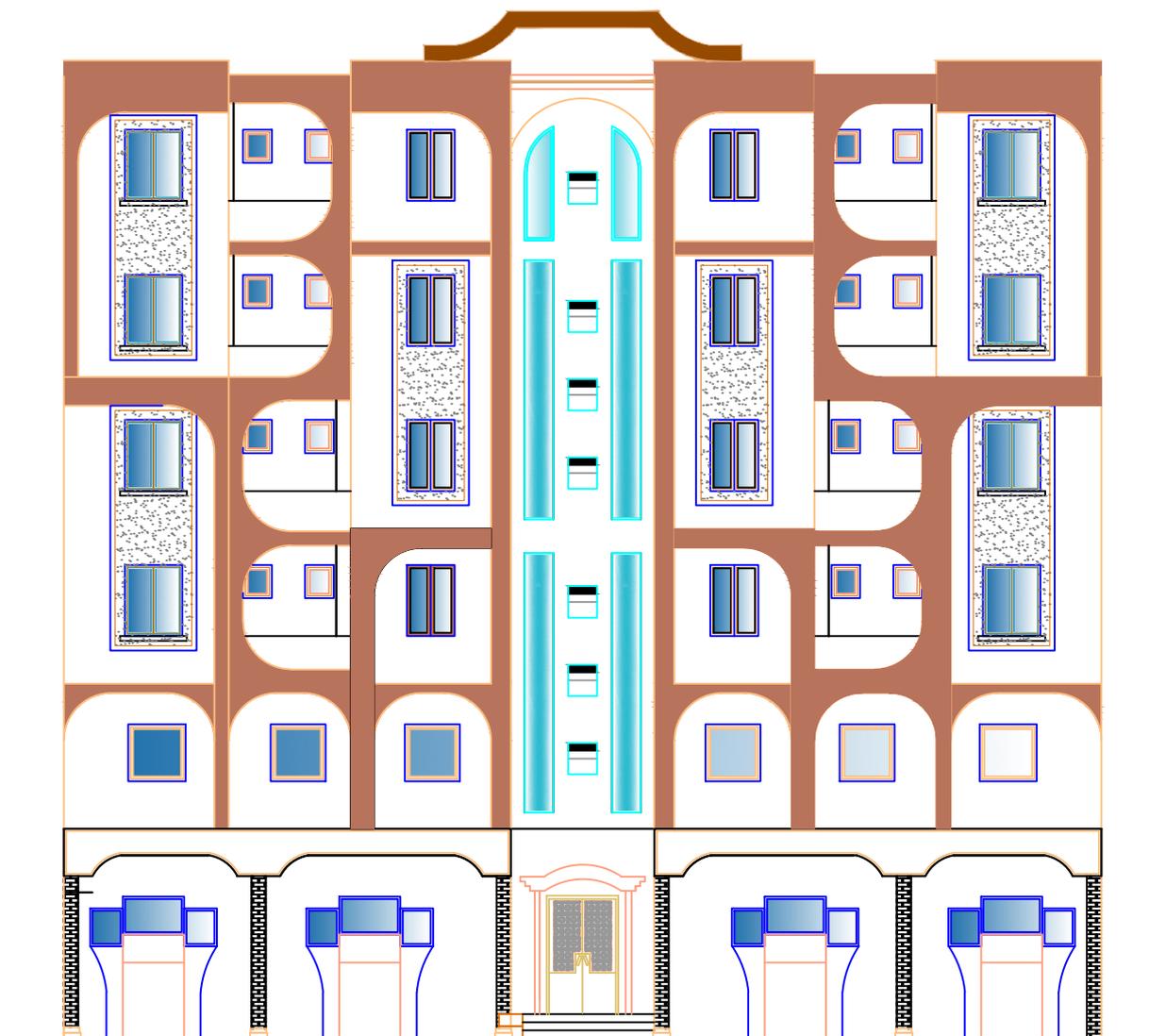
PLAN DE TERRASSE

ECH:1/100

COFFRAGE NIV: +19.72

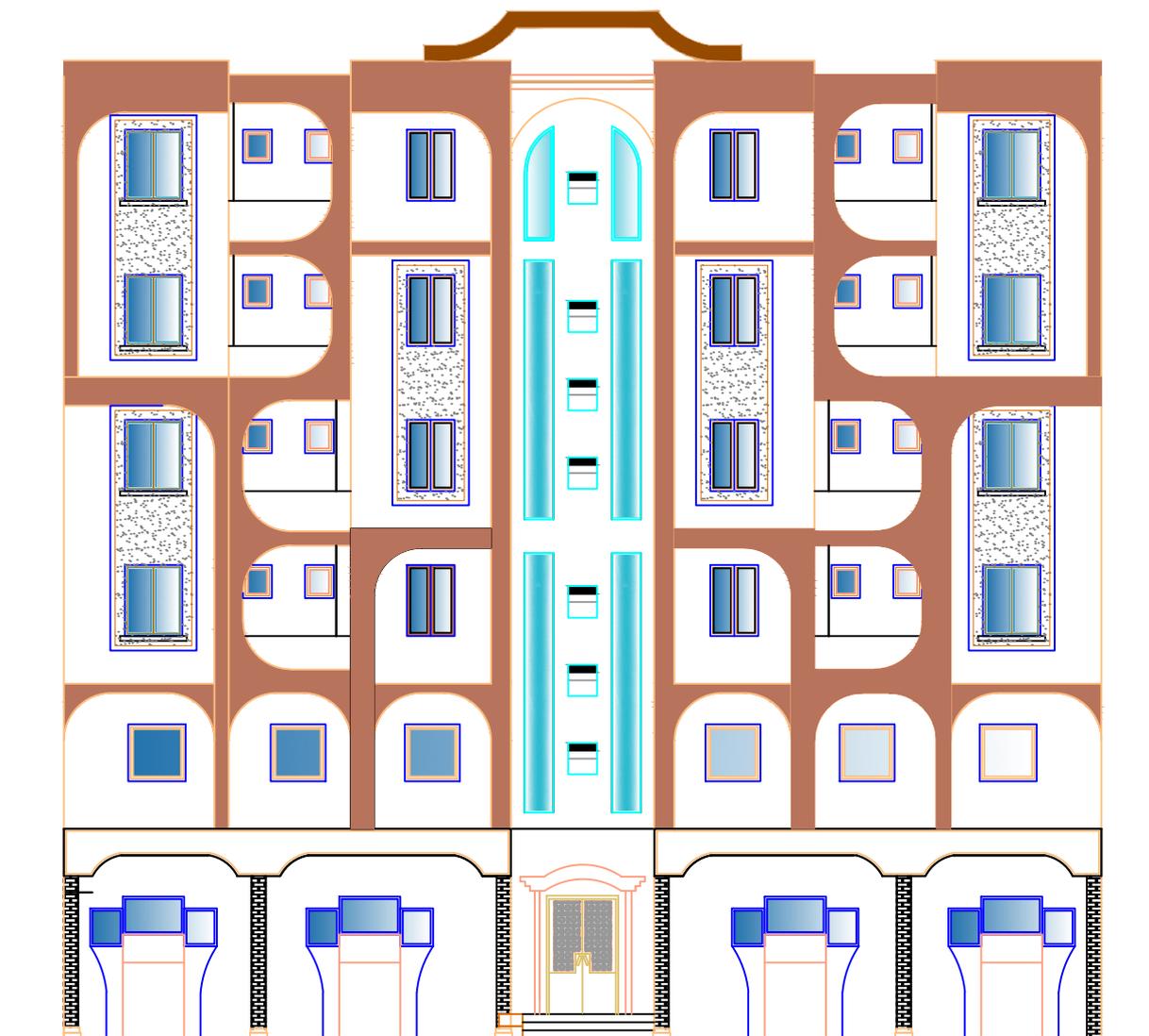


CELLULE BARRE 2F3 BLOC D



FACADE POSTERIEURE

CELLULE BARRE 2F3 BLOC D

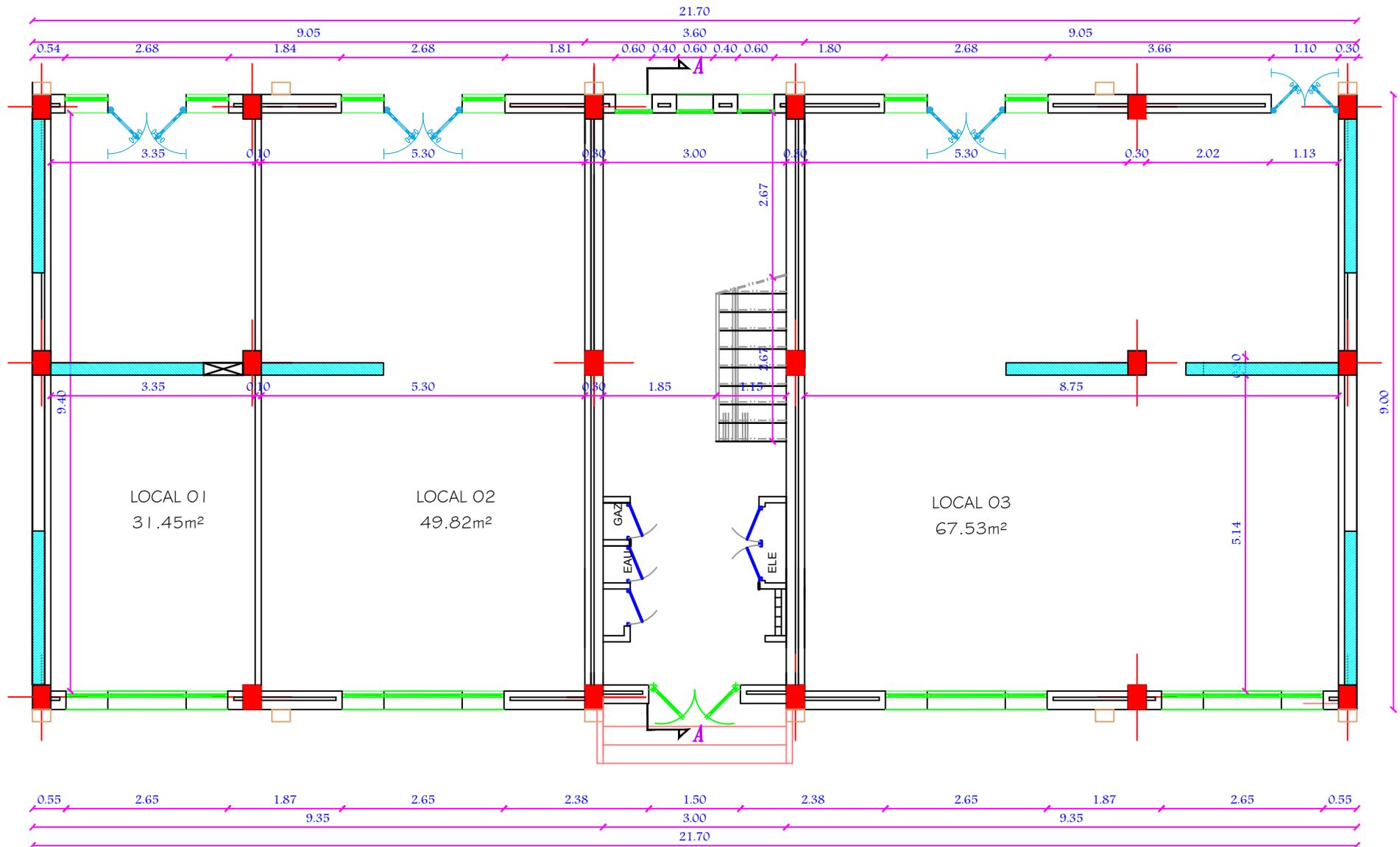


FACADE POSTERIEURE

CELLULE BARRE 2F3 BLOC D

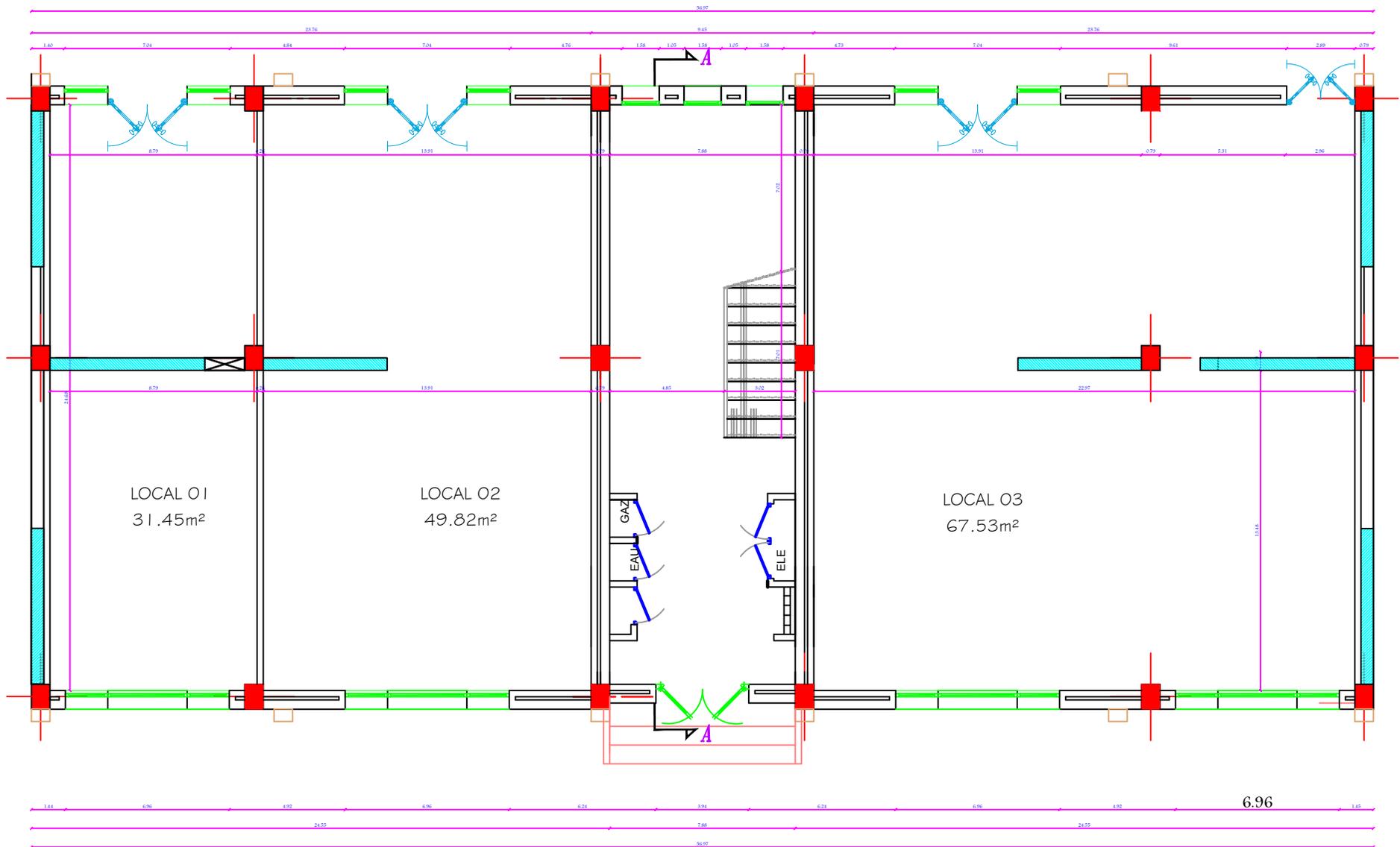


FACADE PRINCIPALE



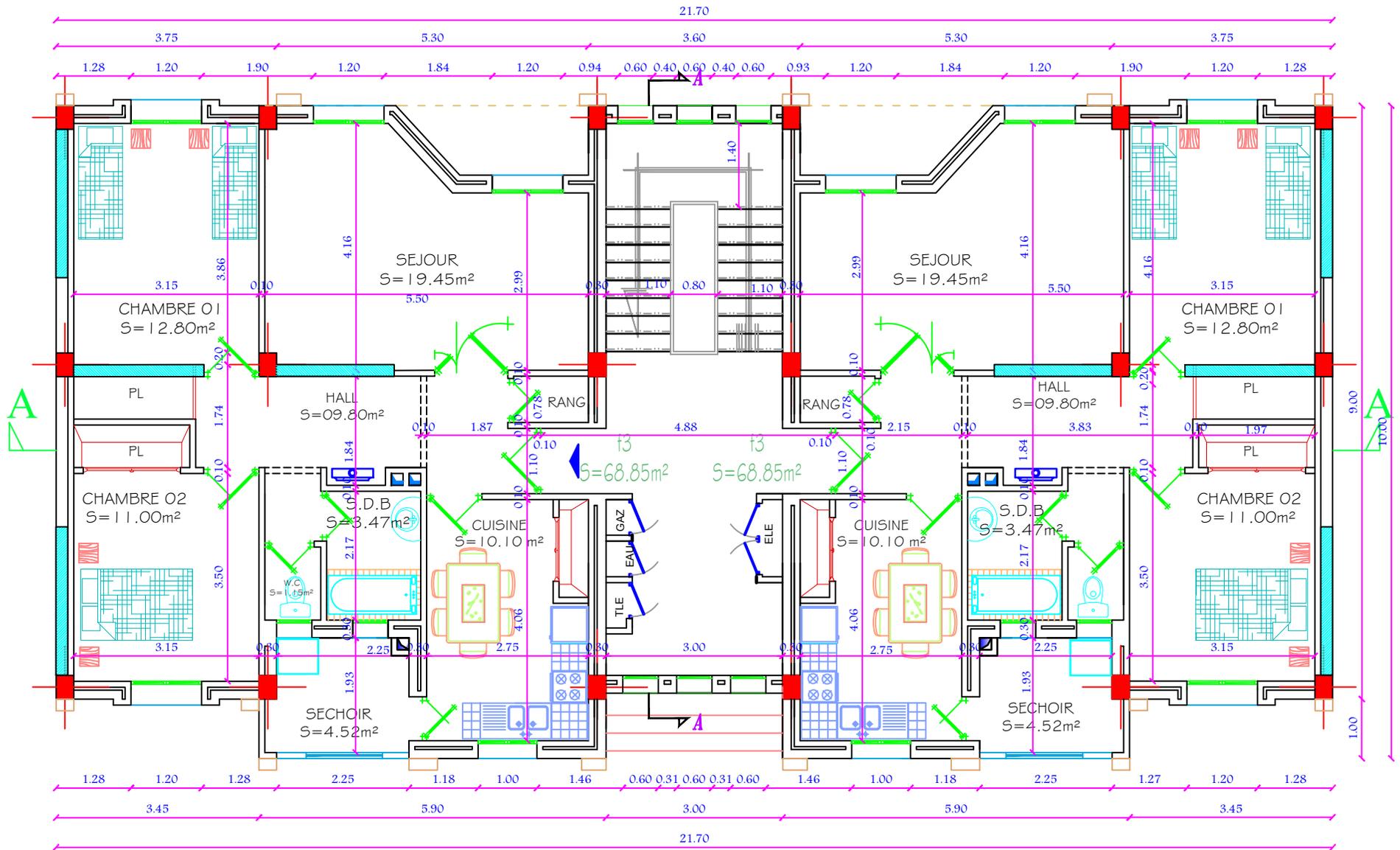
PLAN REZ DE CHAUSSEE

ECH:1/100



PLAN REZ DE CHAUSSEE

ECH:1/100



PLAN ETAGE COURANT