



Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE : (Master)

Filière : Génie Civil
Option : Structure

THÈME :

**Etude d'un bâtiment (R+5) de forme irrégulière à usage multiple
contreventement Mixte (portique + voile).**

Préparé par : Kessal Mohammed

Benmahamed Fayçal

Soutenu le : **06/07/2019**

Devant le jury :

Président : M^{me}. SOUKI- E

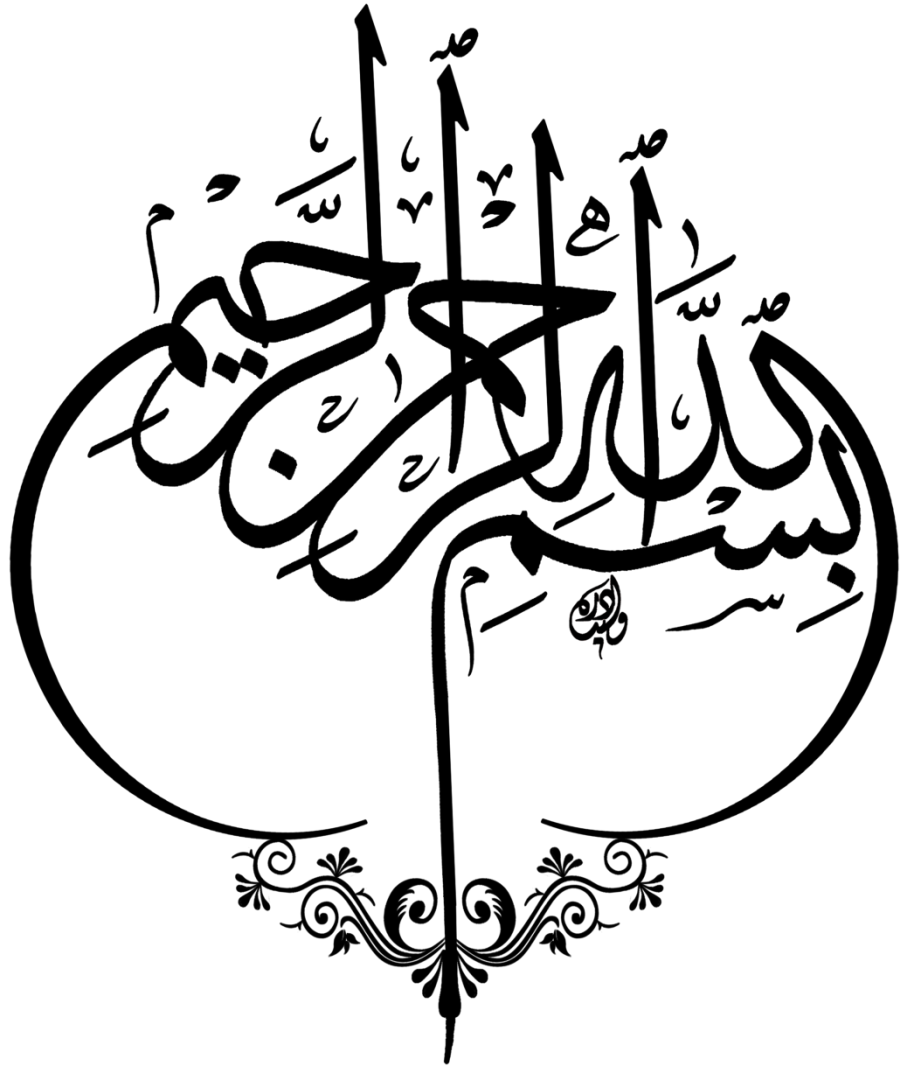
Examineurs : Mr. ABDEMEZIANE-N

Mr. MERABET-B

Encadreur : Mr. MAZOUZ-B

Co- Encadreur : Mr. DJOUDI -L

Année Universitaire : 2018-2019



Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier Allah le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce présent travail.

Nous tenons à remercier vivement ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, particulièrement notre directeur de recherche

Mr ; BADIS MAAZOUZ pour son aide, ses conseils et ses critiques objectives qui étaient nécessaires pour la réalisation de ce travail de recherche.

Nous remercions également Mr DJOUDI LAARBI qui n'a ménagé aucun effort pour nous aider à réaliser ce mémoire, ainsi tout le staff de département de Génie Civil.

Nous tenons aussi à remercier fortement nos enseignants de l'université Mohamed El Bachir el Ibrahimy Bordj Bou Arreridj pour leurs conseils et leurs orientations.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant notre cursus.

Nous voulons remercier aussi, les membres de jury pour l'honneur qui nous a accordé, en participant à notre soutenance.

Fayçal & Mohammed

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail de recherche à :

Ma chère mère, en signe d'amour et de gratitude.

*Mon cher père qui m'a soutenu tout au long de ma
formation.*

A ma femme et à mes chers enfants ;

Seiffeddine et Anfal.

*Mes chers frères et sœurs, qui n'ont pas cessé leurs
encouragements.*

*Mes enseignants et mes collègues, à qui je dois le
grand respect.*

Mes amis et tous ceux qui ont prié Dieu pour moi.

Fayçal

Dédicace

*Ce mémoire n'aurait jamais pu voir le jour sans
l'encouragement des membres de ma famille que je
tiens à remercier et à qui je dédie ce modeste travail,
tout d'abord aux deux personnes les plus chères de ma
vie : ma mère, et mon père.*

Mes sœurs et mes frères et leurs enfants.

Mon grand-père Ahmed.

Mes deux grand-mères Zineb et Aychouche .

Je dédie également :

*A toute les familles **K'ESSAL, AMIMEUR** : oncles,*

tantes cousins et cousines.

A tous mes collègues de département de Génie Civil.

A tous ceux qui m'aiment et ceux que j'aime.

Mohammed

Résumé

Le bâtiment étudié dans ce mémoire, est constitué d'un rez-de-chaussée qui contient des locaux commerciaux, et cinq étages qui contiennent des logements d'habitation, qui sera implanté dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj, commune Ain Taghrout classé en zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux, et les voiles. L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (ROBOT 2014).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifié 99 et RPA 99 version 2003, a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée d'une semelle isolée et filante

Mots clés:

Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2014, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract:

The building, studied in this memory ,the ground floor are intended to accommodate for commercial buldings, but the five floors contains residences who will be established in the wilaya of Brodj Bou Arreridj, Ain Taghrout city . Classified in zone IIa according to the Algerian payment parasismic (RPA99 versin 2003).

The stability of this work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan have been established by software (ROBOT 2014).

The calculation of dimensions and the reinforcement of the all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strength to knowing (BAEL 91 edit 99, RPA99-version 2003) has been done manually.

The foundation system is consisted by insulated and running insole.

Key words:

Building , Reinforced concrete , ROBOT 2014 , RPA99-version 2003 , BAEL 91 edit 99.

الملخص:

المبنى الذي تم دراسته في هذه المذكرة يتكون من طابق أرضي مخصص للمحلات التجارية و5 طوابق مخصصة لبنايات سكنية, تم انجازها بولاية برج بوعريريج بلدية عين تاغروت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (IIa) حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA نسخة 2003) مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة الروافد، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة, الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج (ROBOT 2014) تحديد الأبعاد و التسليح لكل العناصر المقاومة للبناية صمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL 91 المعدل في 99) و (RPA نسخة 2003) نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن أساسات معزولة وموحدة.

الكلمات المفتاحية:

العمارة, الخرسانة المسلحة, ROBOT 2014, BAEL 91 معدلة في 99, RPA نسخة 2003 .

SOMMAIRE

PAGES

Introduction générale 1-2

CHAPITRE I Généralités

I.1.Introduction	04
I.2.Présentation de l'ouvrage	04
I.3.Conception la structure du bâtiment	05
I.3.1.Structure de contreventement	05
I.3.2.Les Plancher	05
I.3.3.Maçonnerie	05
I.3.4.Revêtement	05
I.3.5.Escaliers	06
I.3.6.L'Acrotère	06
I.3.7.Fondations	06
I.3.8.Type de coffrage utilisé	06
I.4.Caractéristique mécaniques des matériaux	06
I.4.1.Introduction	06
I.4.2.Béton	06
I.4.3.Les Aciers	13
I.4.4.Règles et Normes de calcul	17

CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	19
II.2. Pré dimensionnement des éléments	19
II.2.1. Les planchers	19
II.2.2. Les poutres	21
II.2.3. Les poteaux	22
II.2.4.Les voiles	23
II.2.5. L'acrotère	24
II.2.6. Escaliers	24
II.2.7. Balcons	27
II.3. Evaluation des charges	28
II. 3.1.Plancher terrasse	28
II.3.2. Plancher étage courant	29
II.3.3. Les murs extérieurs	30
II.3.4. Les murs intérieurs	30

II.3.5.Les escaliers	31
II.3.6.Les balcons	32
II.3.7. L'acrotère	32
II.4. La descente des charges	33
II.4.1. Introduction	33
II.4.2. LOI DE DEGRISION	33
II.4.3. Rôle de descente des charges	33
II.4.4 Descente de charge des poteaux	34
II.4.5.Vérification la section de Poteau	40
II.4.6.Vérification de la compatibilité des dimensions entre poteaux et poutres	41

CHAPITRE III Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction	43
III.2.L'acrotère	43
III.2.1.Calcul des sollicitations	44
III.2.2.Ferraillages	45
III.2.3.Les Vérifications	47
III.2.4.Dessin de ferrailage	48
III.3.Balcon	49
III.3.1.Calcul des sollicitations	49
III.3.2.Ferrailage	50
III.3.3.Les Vérifications	51
III.3.4. Vérification de la flèche	52
III.3.5.Dessin de Ferrailage	52
III.4.Les planches	53
III.4.1.Choix de la méthode de calcul	53
III.4.2.Calcul des sollicitations	55
III.4.3.Ferrailage des poutrelles	59
III.4.4. Les vérifications	61
III.4.5. vérification de flèche	64
III.4.6. Ferrailage de la dalle de compression	66
III.4.7.Schéma de Ferrailage	67
III.5.Les escaliers	68
III.5.1.calcul des sollicitations	69
III.5.2.Ferrailage	70

III.5.3. Les Vérifications	74
III.5.4. Vérification de la flèche	75
III.5.5. Schéma de ferrailage de l'escalier	79
III.5.6. Etude de la poutre palier	79

CHPITRE IV Etude sismique

IV.1. Introduction	88
IV.2. Choix de la méthode de calcul	88
IV.2.1. Méthode statique équivalente	88
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	92
IV.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003	99
IV.3.1. Vérification de la résultante des forces sismiques	99
IV.3.2. Vérification des déplacements	100
IV.3.3. Vérification de l'effort normal réduit	101
IV.3.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	101
IV.3.5. Justification de l'interaction voiles-portiques	103
IV.3.6. Vérification de l'excentricité	105
IV.3.7. Vérification d'ensemble	105
IV.4. Conclusion	107

CHAPITRE V Calcul des éléments structuraux

V.1. Introduction	109
V.2. Étude des poteaux	109
V.2.1. Les armatures longitudinales	109
V.2.2. Sollicitations de calcul	111
V.2.3. Calcul du ferrailage	111
V.2.4. Armatures transversales	114
V.2.5. Vérifications	116
V.2.6. Disposition constructive des poteaux	119
V.2.7. Schéma de ferrailage	119
V.3. Etude des poutres	120
V.3.1. Les recommandations du RPA99/2003	120
V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres	120
V.3.3. Exemple de calcul (Niveaux RDC, ... , 4 ^{ème} étages)	121
V.3.4. Vérifications	125
V.3.5. Schéma de ferrailage	129

V.4. Etude des voiles	131
V.4.1. Les recommandations du RPA99/2003	131
V.4.2.Calcul des sollicitations	132
V.4.3.Exemple de calcul de ferrailage et des vérifications	132
V.4.4.Résultats de calcul	136
V.4.5.Schéma de ferrailage	137
V.5.Conclusion	137

CHAPITRE VI l'infrastructure

VI.1.Introduction	139
VI.2.Combinaisons de calcul	139
VI.3.Choix du type des fondations	139
VI.4. Etapes de calcul de la semelle	140
VI.4.1. Vérification des semelles	140
VI.4.2. Etude des semelles isolées	142
VI.4.3. Etude des semelles filantes sous (voile + poteau)	145
VI.5. Etude de la poutre libage	147
VI.5.1. Calcule le moment fléchissant (ELU)	147
VI.5.2. Ferrailage	148
VI.6.La longrine	150
VI.6.1 Dimensionnement de la longrine	150
VI.6.2 Ferrailage de la longrine	150

Conclusion Générale	152
----------------------------	-----

LISTE DE TABLEUX

PAGES

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux	28
Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux	29
Tableau II.3. Evaluation des charges de murs extérieurs	30
Tableau II.4. Evaluation des charges de murs intérieurs	30
Tableau II.5. Evaluation des charges sur la volée	31
Tableau II.6. Evaluation des charges de palier	31
Tableau II.7. Evaluation des charges de balcon	32
Tableau II.8. Evaluation des charges de l'acrotère	32
Tableau II.9. Descente des charges sur le poteau d'angle.	35
Tableau II.10. Descente des charges sur le poteau de rive.	37
Tableau II.11. Descente des charges sur le poteau intermédiaire	39
Tableau III.1. Combinaison à ELU	44
Tableau III.2. Combinaison à ELS	44
Tableau III.3. Résultat de calcul	50
Tableau III.4. Calcul des efforts internes (M ; V) à l'ELU	56
Tableau III.5. Calcul des efforts internes (M ; V) à l'ELS	57
Tableau III.6. Les résultats de calcul	74
Tableau III.7. Les résultats de calcul	82
Tableau III.8. Valeurs des Armatures longitudinales	84
Tableau III.9. Section de ferrailage de poutre palier	86
Tableau IV.1. Valeur de P_q sans X-X	90
Tableau IV. 2. Valeur de P_q sans Y-Y	91
Tableau IV.3. les facteurs de participation massique de chaque modèle	93
Tableau IV.4. Résultat de l'analyse dynamique par logiciel ROBOT	97
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces.	99
Tableau IV.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x)	100
Tableau IV.7. Vérification des déplacements. (Sens Y-Y)	101
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.	101
Tableau.IV.9. l'effet de P- Δ , sens X-X	102
Tableau.IV.10. l'effet de P- Δ , sens Y-Y	102
Tableau IV.11. Charges verticales reprises par les portiques et voiles	103
Tableau IV.12. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles Sens X-X	104
Tableau IV.13. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles Sens Y-Y	104

Tableau IV.14. Vérification de l'excentricité.	105
Tableau IV.15. Les valeurs de W , b_i et F ; Sans X-X	106
Tableau IV.16. Les valeurs de W , b_i et F ; Sens Y-Y	107
Tableau V.1. Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	110
Tableau V.2. Sollicitation dans les poteaux	111
Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	114
Tableau V.4. Ferrailages transversale des poteaux	116
Tableau V.5. Vérification au flambement des poteaux des différents étages	117
Tableau V.6. Vérification des contraintes	118
Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles	118
Tableau V.8. Schéma de ferrailage de poteau	119
Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires	121
Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles	125
Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	126
Tableau V.12. Vérification de la contrainte limite de béton	127
Tableau V.13. Section de ferrailage des poutres principales et secondaires	129
Tableau V.14. Les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC	132
Tableau V.15. Sections des armatures verticales	136
Tableau V.16. Description des armatures verticales.	136
Tableau V.17. Description des armatures horizontales	137
Tableau VI.1. Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S	142
Tableau VI.2. Section de ferrailage de poutre libage	149

LES FIGURES

PAGES

Figure I.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	08
Figure I.2. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .	09
Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELU.	10
Figure I.4. Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELS	11
Figure I.5. Diagramme rectangulaire simplifié	12
Figure I.6. Diagramme de déformation contrainte	14
Figure I.7. Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots)	15
Figure II.1. Planché à corps creux	19
Figure II.2. Schéma de plancher	20
Figure II.3. Schéma de poutre principale	21
Figure II.4. Schéma de poutre secondaire	22
Figure II.5. Coup de voile en élévation	23
Figure II.6. Schéma de l'acrotère.	24
Figure II.7. Schéma de l'escalier (type1)	25
Figure II.8. Schéma de paillasse (angle)	25
Figure II.9. Plancher terrasse inaccessible	28
Figure II.10. Plancher étage courant	29
Figure II.11. Les murs extérieurs	30
Figure II.12. Poteau d'angle	34
Figure II.13. Poteau de rive	36
Figure II.14. Poteau intermédiaire	38
Figure II.15. Dimensions à respecter par les poutres	41
Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère	43
Figure III.2. Schéma de diagramme des moments et les efforts tranchant	44
Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère	48
Figure III.4. Dimensions du balcon	49
Figure III.5. Schéma statique du balcon	49
Figure III.6. Schéma de ferrailage de balcon	52
Figure III.7. Schéma de poutrelle (5 travée)	55
Figure III.8. Diagramme de moment à l'ELU	58
Figure III.9. Diagramme de moment à l'ELS	58
Figure III.10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	59
Figure III.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	59

Figure III.12. Ferrailage de poutrelle	67
Figure III.13. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	67
Figure III.14. Escalier coupe transversale (de RDC)	68
Figure III.15. Escalier -vue en plan-	68
Figure III.16. Schéma statique d'escaliers	69
Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'escalier	79
Figure III.18. Poutre palier	79
Figure III.19. La poutre à la torsion	83
Figure IV.1. Vue générale du modèle	93
Figure IV.2. 1 ^{er} mode - Vue déformée	94
Figure IV.3. 2 ^{ème} mode - Vue déformée	94
Figure IV.4 : 3 ^{ème} mode - Vue déformée	95
Figure IV.5. Disposition des voiles	96
Figure IV.6. Vue générale avec voile	96
Figure IV.7. 1 ^{er} mode - Vue déformée	98
Figure IV.8. 2 ^{ème} mode - Vue déformée	98
Figure IV.9. 3 ^{ème} mode – Vue déformée	99
Figure V.1. Zone nodale	110
Figure V.2. Diagramme des contraintes	134
Figure V.3. Schéma de ferrailage de voiles	137
Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée	140
Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante.	141
Figure VI.3. Diagramme trapézoïdale	143
Figure VI.4. Disposition des armatures d'une semelle isolée	145
Figure VI.5. Ferrailage des semelles filantes.	147
Figure VI.6. Ferrailage de longrine	150

Liste des notations

A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Action accidentelle.
F	Force concentrée.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur , portée.
M	Moment fléchissant.
N	Effort normal.
Q	Action d'exploitation ; Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global de la structure.
T	Effort tranchant, période.
V	Force sismique totale.
W	Poids totale de la structure.
Z	Bras de levier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite service.
A_r	Armature de réparation.
A_{st}	Section d'armature.
B_r	Section réduite.
C_p	Facteur de force horizontal.
C_T	Coefficient de période.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_{ij}	Module d'élasticité instantané.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_{vj}	Module d'élasticité différé.
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
I_x, I_y	Moment d'inertie.
L_f	Longueur de flambement.
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
M_a	Moment en appuis.
M_t	Moment en travée.
M_u	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}	Moment à l'état limite service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
S_t	Espacement.
W_i	Poids au niveau « i ».
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
e	Epaisseur.
f	Flèche.
\bar{f}	Flèche admissible.
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_i	Flèche due aux charges instantanées.
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
f_{bc}	Contrainte de calcul.
f_{cj}	Résistance à la compression du béton à (j) jour.
f_{tj}	Résistance à la traction du béton à (j) jour.
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
i_x, i_y	Rayon de giration.
α	Position relative de la fibre neutre.

β	Coefficient de pondération
λ	Elancement.
ε	Déformation relative.
ϕ	Diamètre des armatures.
η	Facteur de correction d'amortissement.
θ	Coefficient d'application.
μ_u	Moment ultime réduit.
γ_b	Coefficient de sécurité de béton.
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier.
τ_u	Contrainte de cisaillement.
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement.
σ_{bc}	Contrainte de béton.
σ_{st}	Contrainte d'acier.
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton.
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier.
$\overline{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol



Introduction

Générale

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), comportant un RDC, Cinq étages, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Il constitue a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistance et économique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments (tel que les poteaux, les poutres, les voiles, les planchers, les escaliers, l'acrotère et les balcons).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers, les balcons et les planchers).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses

Introduction générale

vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2014.

- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ROBOT 2014 est présenté dans le cinquième chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.



Chapitre I



Généralité

I.1.Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2.Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+5) à usage multiple constitué de :

- ✓ Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- ✓ Du 1^{er} au 5^{ème} étages à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à **BORDJ BOU-ARRERIDJ** commune de **AIN TAGHROUT** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

➤ Les caractéristiques géométriques:

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme irrégulière en plan :

- ✓ Longueur en plan-----20,70 m
- ✓ Largeur en plan-----13,00 m
- ✓ Hauteur du RDC-----3,57 m
- ✓ Hauteur étage courant-----3,06 m
- ✓ Hauteur totale (avec l'acrotère 0.6 m) -----19,47 m

➤ Données du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone sismique (zone IIa).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site ferme: catégorie S2
- ✓ Contrainte admissible du sol = 2,6 bars.

I.3. Conception la structure du bâtiment

I.3.1. Structure de contreventement :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14,00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3.2. Les Planchers :

- ✓ Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- ✓ Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

I.3.3. Maçonnerie:

- ✓ Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).

- ✓ Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.4. Revêtement:

Le revêtement est constitué de:

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.3.5.Escaliers:

Le bâtiment est munit de une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

I.3.6.L'Acrotère :

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.

I.3.7.Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sol éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

I.3.8.Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.4.Caractéristique mécaniques des matériaux**I.4.1.Introduction :**

Notre ouvrage est réaliser par le matériau béton armé, cette matériaux est un mélange de béton +acier, il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibre les efforts aux quels le béton résiste mal.

I.4.2.Béton :**I.4.2.1.Définition :**

Le béton est un mélange de liants (ciment +eau) et d'agrégat (gravillons +sable), Dans des proportions définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

I.4.2.2.Compositions :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- ✓ La qualité du ciment et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

- ✓ Le béton est constitué de deux types de granulats :
 - Sable de dimension inférieure à 5mm.
 - Gravier de dimension inférieure à 25mm.
- ✓ L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton.

I.4.2.3.Préparation du béton :

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :

- Ciment : 350 Kg/m³(CPJ42.5).
- Gravier : 800 Litre/m³ ($\varphi \leq 25\text{mm}$).

Poids : $G_G = \gamma_g \times V_g = 1.5 \times 800 = 1200 \text{Kg/m}^3$; γ_g : la masse volumique de gravier.

- Sable : 400 Litre/m³ ($\varphi \leq 5\text{mm}$).

Poids : $G_S = \gamma_s \times V_s = 1.6 \times 400 = 640 \text{Kg/m}^3$; γ_s : la masse volumique de sable.

- Eau : 180 L/m³.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier. Il peut et reconnections par une simple bétonnière de chantier, ou par une centrale à béton. Cette dernière est utilisée lorsque quantités de béton sont importante.

I.4.2.4.Principaux caractéristiques et avantages de béton :

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

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

Les principaux avantages du béton armé sont :

- a) Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- b) Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- c) Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

- d) Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- e) Finition des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

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

I.4.2.5. Résistance mécanique :

a) Résistance à la compression f_{cj} : BAEL 91 (artA2.1.11)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

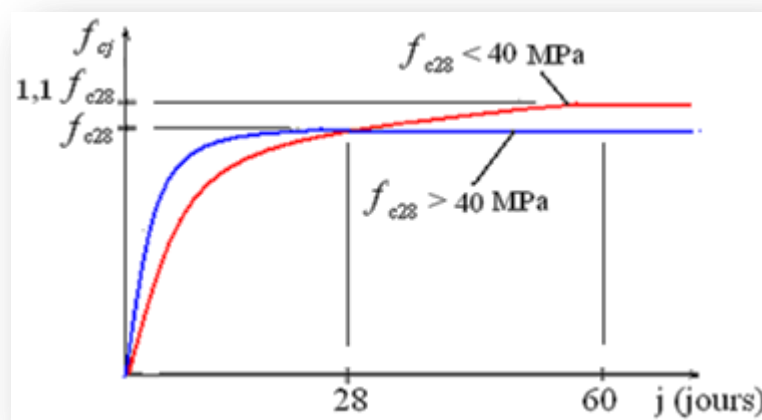


Figure I.1. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

b) Résistance caractéristique à la traction : BAEL91 (art.2.1.12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} ; \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa}. \end{array} \right.$$

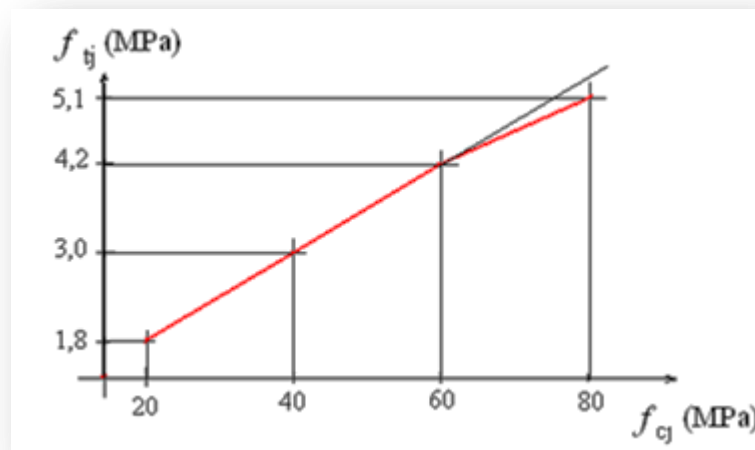


Figure I.2. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

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

I.4.2.6. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé, acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays, permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

➤ **Définition des états limites :** (art 1.II ; BAEL 91 modifié 99 ; P14)

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis: Sa ruine totale ou partielle. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers. Les états limites sont classés en deux catégories :

a) Etat limite ultime E.L.U :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- ✓ Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- ✓ Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton.
- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

b) Etat limite de service E.L.S :

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes, il comprend trois cas :

- ✓ Etat limite de service d'ouverture des fissures ;
- ✓ La corrosion des armatures insuffisamment protégées, compromettre la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétiques d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés ;
- ✓ Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres, fissuration des cloisons ou de carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple.

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par σ_{bc} :

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

I.4.2.7. Déformation et contrainte de calcul :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a) Diagramme parabole rectangle :

- ✓ **ELU :** (art 5.II.2 ; BAEL 91 modifié 99, p80)

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5 ‰)

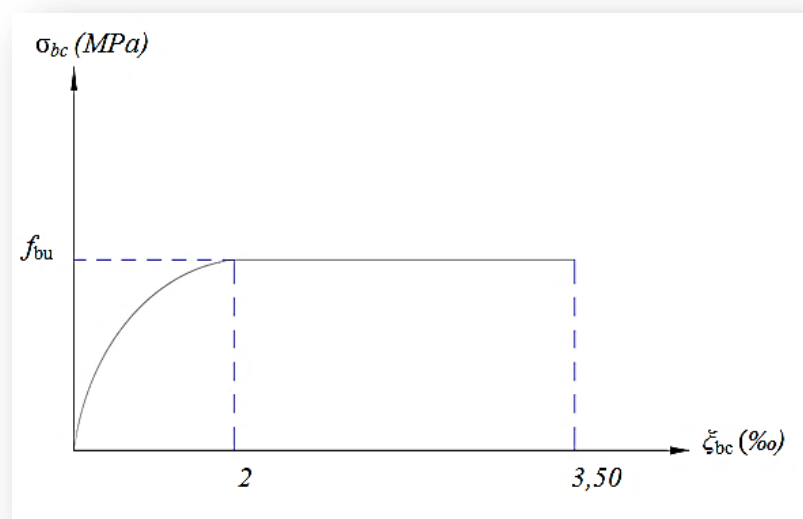


Figure I.3. Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELU.

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression ;

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

f_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton à « 28 » jours ;

γ_b : coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{cas général.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{cas accidentel.}$$

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4 \cdot 103 \times \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\theta = 1 \quad \text{si} \quad \text{durée} > 24\text{h}$$

$$\theta = 0,9 \quad \text{si} \quad 1\text{h} \leq \text{durée} \leq 24\text{h}$$

$$\theta = 0,85 \quad \text{si} \quad \text{durée} < 1\text{h}$$

✓ **ELS** : (art 5.II.3 ; BAEL 91 modifié 99.p82)

La contrainte de compression du béton à l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

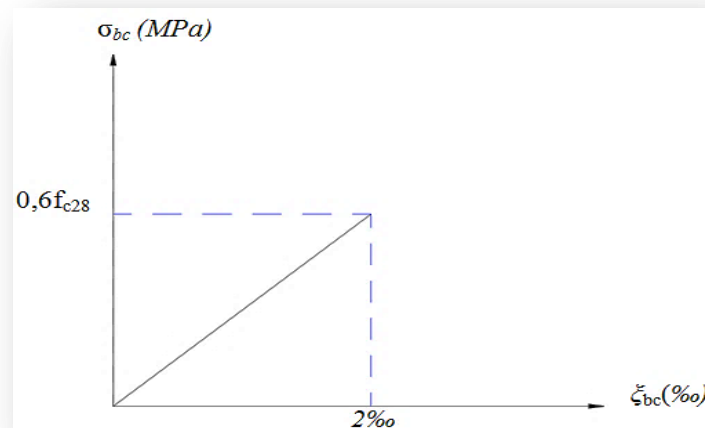


Figure I.4. Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELS

b) Diagramme rectangulaire : (art 5.II .2 ; BAEL 91 modifié99.p81)

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié

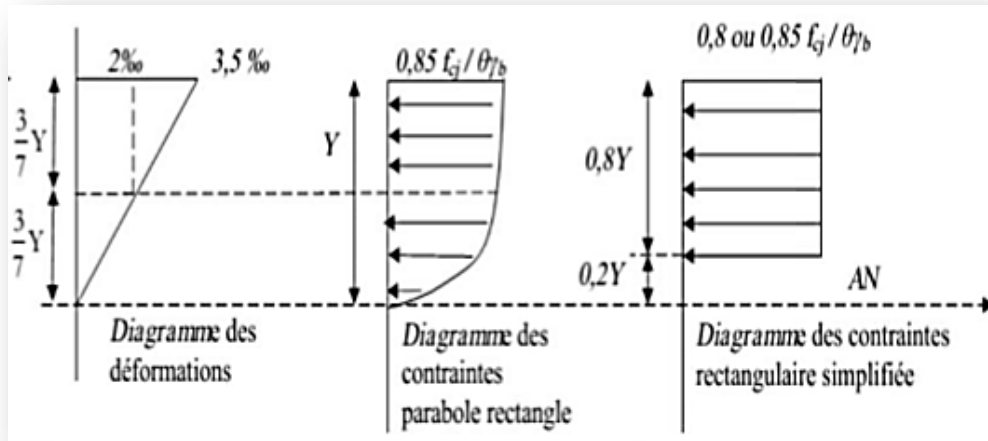


Figure I.5. Diagramme rectangulaire simplifié

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle. Sur la Distance restante $0,8 y$ la contrainte à pour valeur $(0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta)$ pour les zones comprimées dont le largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$(0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

I.4.2.8. Contrainte admissible de cisaillement: (art 13.III .2.1 ; BAEL 91 modifié99.p192)

$\tau_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

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

b : largeur de la pièce ; d : hauteur utile.

I.4.2.9. Module de déformation longitudinale du béton :

(art 4.I .3 ; BAEL 91 modifié99.p77)

✓ **Module de déformation instantané :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa.

✓ **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

Remarque : La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.4.2.10. Module de déformation transversale (Coefficient de poisson) :

(art 4.I.3 ; BAEL 91 modifié 99.p77)

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L) \quad \text{Avec :}$$

$(\Delta d / d)$: déformation relative transversale ;

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$$\nu = 0,2 \quad \text{pour ELS (béton non fissuré) ;}$$

$$\nu = 0,0 \quad \text{pour ELU (béton fissuré).}$$

I.4.3. Les Aciers :

I.4.3.1. Définition :

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. les aciers pour sont ceux de :

- ✓ Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- ✓ Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Les aciers généralement utilisés pour constituer les armatures des pièces en béton armé sont :

- ✓ Les ronds lisses, de nuance FeE215 ou FeE235 ;
- ✓ Les barres à haut adhérence, de nuance FeE400 ou FeE500 et de type 1 ou de type 2 ;
- ✓ Les fils à haut adhérence, de nuance FeTE400 ou FeTE500 et de type 3 ;
- ✓ Les treilles soudés, qui peuvent être constitués par l'un des aciers précédents ;
- ✓ Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité ;
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.4.3.2. Diagramme déformation-contrainte de calcul :

(art 4.II.2 ; BAEL 91 modifié 99.p78)

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{cas des combinaisons accidentelles.}$$

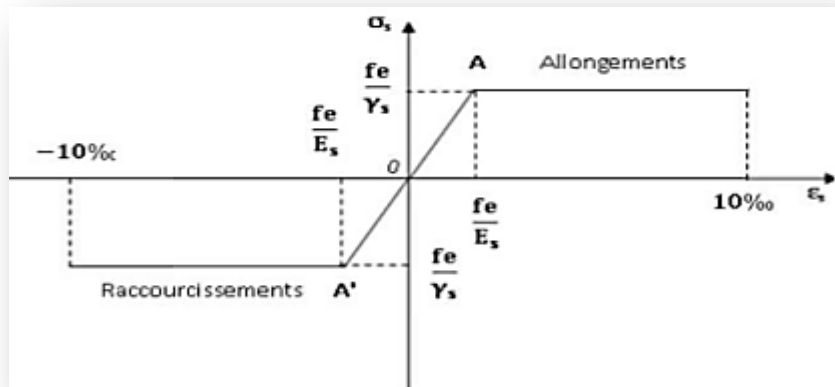


Figure I.6. Diagramme de déformation contrainte

I.4.3.3. Contrainte limite de traction des armatures :

(art 5.IV.3.3 ; BAEL91 modifié 99.p87)

Si la fissuration est peu nuisible, il n'y a aucune vérification concernant :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

Si la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses ;

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence ($\phi \geq 6\text{mm}$) ;

$\eta = 1.3$ pour les armatures à haute adhérence ($\phi \leq 6\text{mm}$).

- Poids volumique :

Béton armé : 25KN/m^3

Béton non armé : 22KN/m^3

Acier : 78.5KN/m^3

I.4.3.4. Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance E. L. U. R ;

- Etats limite de service E.L.S.

I.4.3.4.1.E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 vesion2003.

On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.4.3.4.1.1.Hypothèse de calcul : (art 5.II.1; BAEL91modifié99.p80)

- ✓ Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ Le raccourcissement du béton est limité à :
 - $\varepsilon_{bc}=2\text{‰}$ en flexion composée.
 - $\varepsilon_{bc}=3,5\text{‰}$ en compression simple.
- ✓ L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s=10\text{‰}$
- ✓ Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
- ✓ Le béton en compression.
- ✓ L'acier en traction et en compression.

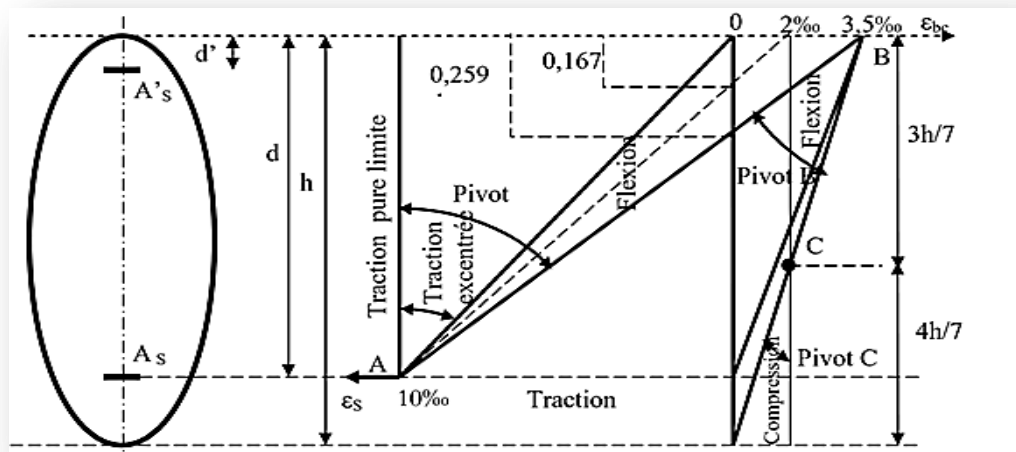
I.4.3.4.1.2.Règle des trois pivots : (art 5.II .4 ; BAEL 91modifié99.p83)

Figure I.7. Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots)

- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.
- Traction pure : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

- L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.
- Traction excentrée: à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0 Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.
- Flexion (simple ou composée): On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc}=3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.
- La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y=\alpha \cdot AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \cdot AB = 3,5/(10+3,5)=0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.
- Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2/(10+2) \rightarrow \alpha = 0,167$.
- Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.
- La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.
- Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée: la flexion composée avec aciers comprimés) section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.
- Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$.
- La compression simple ou composée admet le pivot C. $2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée $\varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.
 - **En résumé :**
 - ✓ Pivot A : traction simple ou flexion, composée avec ELU atteint dans l'acier.
 - ✓ Pivot B : flexion simple ou composée avec ELU atteint dans béton.
 - ✓ Pivot C : compression simple ou composée.

I.4.3.4.1.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
 $1.35G + 1.5Q$

I.4.3.4.2. E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.4.3.4.2.1. Hypothèse de calcul : (art 5.IV.1; BAEL91modifié99.p84)

- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :
 - $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$;
 - $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$.
- ✓ Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalente ».}$$

I.4.3.4.2.2.Sollicitations de calcul :

Combinaison d'action suivante : G + Q.

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

G+Q+E

G+Q +1,2 E ; G+Q -1,2 E

G+0,8E

AVEC : G : charge permanente ; Q : charge d'exploitation ; E : effort de séisme.

I.4.4.Règles et Normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- ✓ RPA 99/version2003 : Les règles parasismiques algériennes.
- ✓ BAEL 91 : Les règles Béton armé aux états limite.
- ✓ CBA 93 : Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- ✓ DTR-BC-2.2 : Les Documents Techniques Réglementaires (Charges permanents et charges d'exploitations).



Chapitre III



Pré dimensionnement
des éléments

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles,...) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

-Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 /V2003.

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1. Les planchers :

a) Planchers corps creux :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

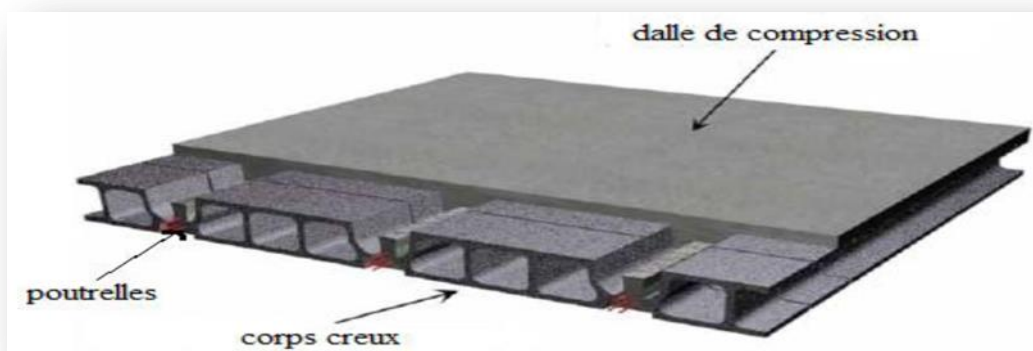


Figure II.1. Planché à corps creux

L'épaisseur du plancher est conditionnée par : $h \geq \frac{L}{22,5}$ (art B.6.8.4.2.4 CBA 93)

L : plus grande portée dans le sens considéré.

$$h \geq \frac{4,75}{22,5} = 0,21 \text{ m, donc } h = 24 \text{ cm}$$

$$h = (20 + 4) \text{ cm}$$

b) Des poutrelles :

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

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$;

$$\frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow \frac{24}{3} \leq b_0 \leq \frac{24}{2}$$

$$\Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$$

On prend $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10}, \frac{L_0}{2}\right)$$

L : la portée de la travée

L_0 : la distance entre les faces voisines de deux nervures

$$b_1 = \min\left(\frac{475}{10}, \frac{55}{2}\right) \text{ cm} \Rightarrow b_1 = \min(47,5 ; 27,5) \text{ cm}$$

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

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10$$

$b = 65 \text{ cm}$

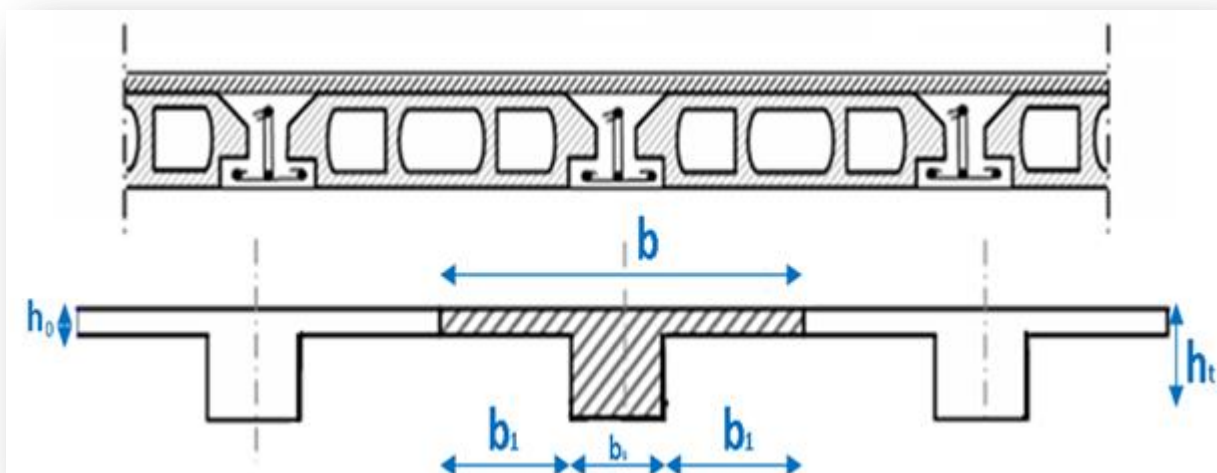


Figure II.2. Schéma de plancher

II.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifie les dimensions données par le RPA2003 version 2003.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. et la vérification doit être :

D'après le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0,4 h < b < 0,7 h \end{array} \right.$$

D'après le RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L: \text{travée de la poutre} \\ h : \text{Hauteur de la poutre} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

a) Les poutres principales :

On a : $L = 4,90 \text{ m}$

Selon le BAEL 91 :

$32,66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$ on prend $h = 45 \text{ cm}$

$18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$ on prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$h = 45 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vé r i f i é}$

$b = 30 \text{ cm} \Rightarrow b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vé r i f i é}$

$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \Rightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vé r i f i é}$

On opte une section $(b, h) = (30, 45) \text{ cm}^2$

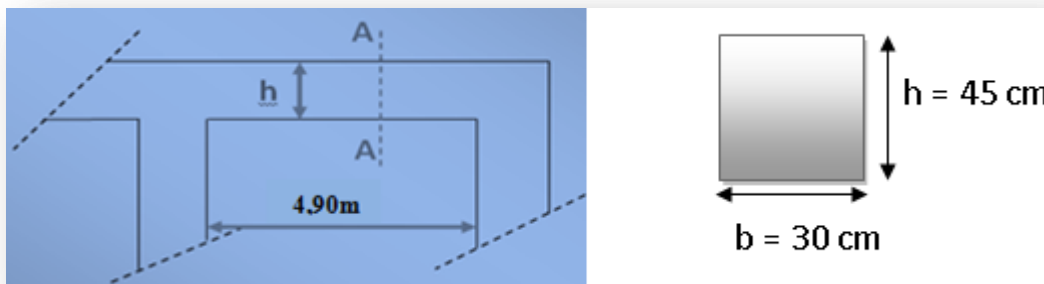


Figure II.3. Schéma de poutre principale

b) Les poutres secondaires :

On a : $L = 4,75 \text{ m}$

Selon le BAEL 91

$31,66 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm}$ on prend $h = 40 \text{ cm}$

$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$ on prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$h = 40 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Vérifié**

$b = 30 \text{ cm} \Rightarrow b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Vérifié**

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \Rightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots$ **Vérifié**

On opte une section $(b, h) = (30, 40) \text{ cm}^2$.

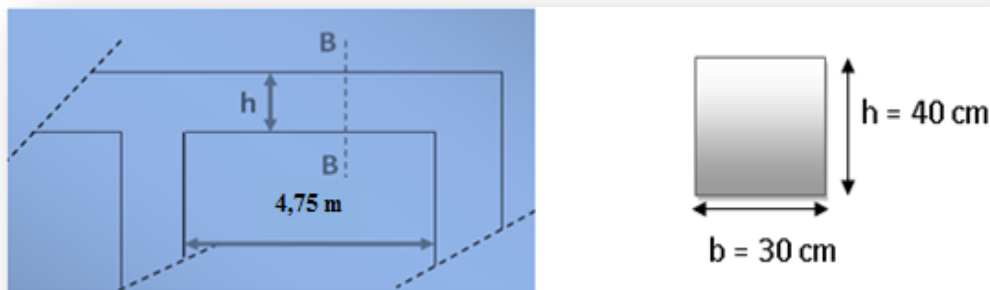


Figure II.4. Schéma de poutre secondaire

II.2.3. Les poteaux :

Ce sont les éléments porteurs verticaux en béton armé ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations suivant leurs emplacement dans la construction, ils sont appelés :

- 1- Poteaux d'angle ou de coin.
- 2- Poteaux de rive ou de façade.
- 3- Poteau intermédiaire ou central.

Pour des raisons architectures et mise en œuvre on adopte une section de $(35 \times 40) \text{ cm}^2$.

D'après RPA l'article (7.4.1 page 48) les dimensions de la section transversale de poteau doivent satisfaire en zone sismique.

-min (b1, h1) ≥ 25cm zone IIA.

$\min (35,40) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Vérifier**

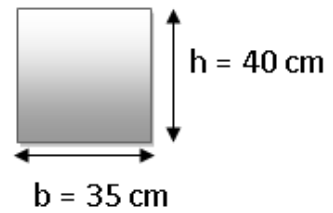
- min (b1, h1) ≥ $\frac{h_e}{20}$

$\min (35,40) \geq \frac{312}{20} = 15,6 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Vérifier**

$$-\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

$$\frac{1}{4} < \frac{35}{40} = 0.875 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Donc : la section transversale de poteau (b, h) cm = (35, 40) cm.



II.2.4. Les voiles:

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé ayant deux fonctions principales :

- Prendre et transmettre une partie des charges.
- Transmettre les efforts horizontaux dus au séisme et au vent, c'est-à-dire participer contreventement de la structure.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité des extrémités comme indiqué à la figure.

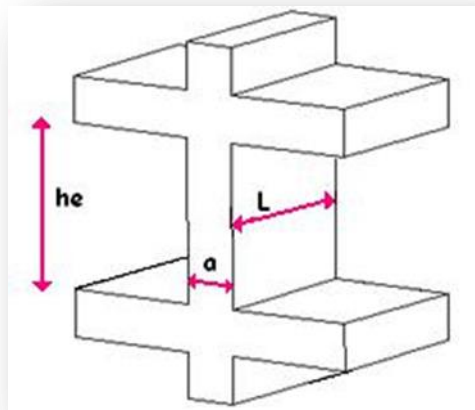


Figure II.5. Coup de voile en élévation

D'après RPA 2003 l'article (7.7.1 page 70) l'épaisseur minimale « a » est de 15 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

- L'épaisseur du voile: $a \geq h_e / 20$

$$h_e = 357 - 40 = 317 \text{ cm}$$

$$a \geq 317 / 20 = 15,85 \text{ cm}$$

On adopte **e=20cm** pour tous les voiles.

- La longueur du voile: $L \geq 4 a$

$L \geq 80 \text{ cm.}$

II.2.5. L'acrotère :

L'acrotère est un élément complémentaire de plancher terrasse ayant pour objectif l'étanchéité et notamment la protection.

- elle est considérée comme étant un système isostatique équivalent à une console encastrée dans la plancher terrasse elle travaille à la flexion composée puisque la sollicitation à prendre en compte est celle due au poids propre.
- est un élément de protection avec les dimensions suivantes:

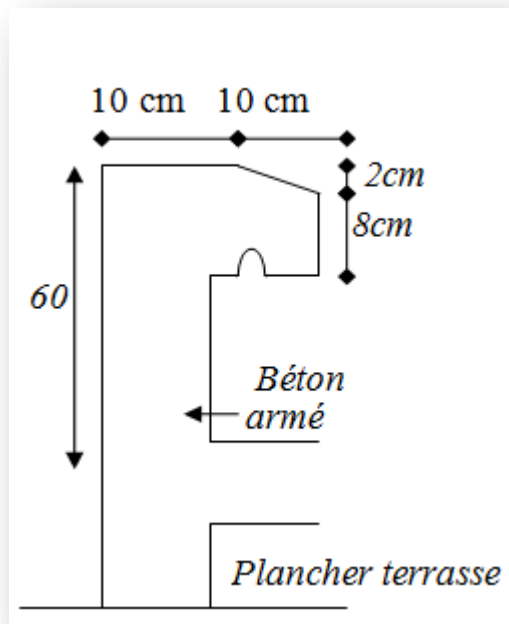


Figure II.6. Schéma de l'acrotère.

-la surface de l'acrotère : $S = (0,60 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + \left(\frac{0,02 \times 0,1}{2}\right) = 0,069 \text{ m}$

- le Périmètre de l'acrotère : $P = [0,6+0,1+0,1+0,08+0,1+0,5]=1,48\text{m}$

II.2.6. Escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, nous avons deux types:

- Escalier de type (1) : escalier avec deux volées et un palier de repos.
- Escalier de type (2) : escalier avec trois volées et deux paliers de repos.

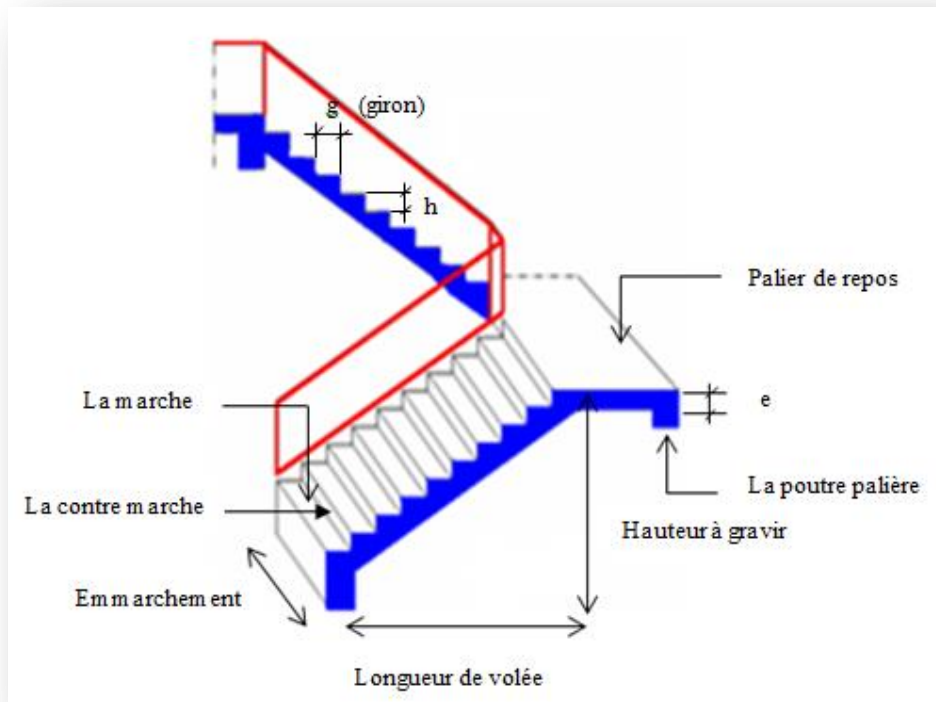


Figure II.7. Schéma de l'escalier (type1)

Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise généralement la formule de

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

- Le nombre de marche : $m = (n-1)$.
- Le nombre de contre marche: $n = h_e/h$.

Selon les normes :

- Le giron: $g = L_1 / (n-1)$; $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$.
- La hauteur de contre marche : $14\text{ cm} \leq h \leq 20\text{ cm}$.
- Pour notre projet on adopte : $h=17\text{cm}$ et $g =30\text{cm}$.

Vérification de formule de BLONDEL :

$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **Pour les étages courants :**

- Hauteur d'étage : $h_e = 306\text{cm}$;
- Hauteur de gravir : $H_1 = H_2 = 153\text{cm}$.

- Détermination du nombre des marches :

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ marches.}$

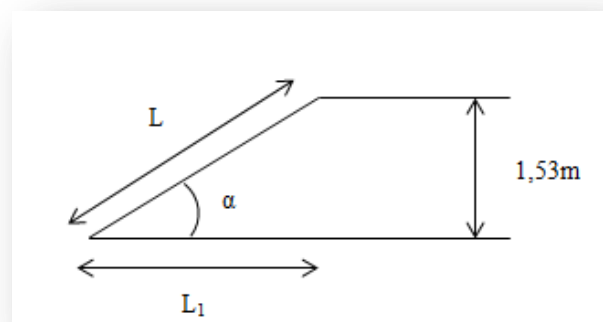


Figure II.8. Schéma de paillasse (angle)

- Longueur de volée :

$$L_1 = g (n - 1) \Rightarrow L_1 = 0.3 \times (9 - 1) = 2,4\text{m.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,637$$

$$\Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$\text{Sin } \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow L = \frac{H}{\text{sin} \alpha} = \frac{1,53}{\text{sin}(32,52)}$$

$$\Rightarrow L = 2.85\text{m}$$

$$\frac{L}{30} = \frac{285}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} = \frac{285}{20}$$

$$\Rightarrow 9,5\text{cm} \leq e \leq 14,25\text{cm}$$

On prend $e=20\text{cm}$.

➤ **Pour RDC (trois volées) :**

- Hauteur d'étage : $h_e = 357 \text{ cm} ;$

- Hauteur de gravir : $H_1 = 34 \text{ cm} ;$

$H_2 = 170 \text{ cm} ;$

$H_3 = 153\text{cm}.$

• Le nombre des marches de RDC est :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{357}{17} = 21 \text{ marches } (2+10+9).$$

- Longueur de volée :

$$L_1 = 2,7\text{m.}$$

$$\Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

- Epaisseur de la paillasse :

$$L = 3,19 \text{ m}$$

On prend $e = 20\text{cm}$.

On adopte $e=20$ pour paillasse et palier (du RDC et les étages courants)

➤ **La poutre palière :**

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3,35m, est soumise à la flexion simple est due au poids propre de la poutre, le poids du mur que supporte la poutre et charges venants de l'escalier [$\max (R_a ; R_b)$].

On a : $L = 3,35 \text{ m}$

Selon le BAEL 91

$22,33 \text{ cm} \leq h \leq 33,5 \text{ cm}$ on prend $h = 40 \text{ cm}$

$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$ on prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$h = 40 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Vérifié**

$b = 30 \text{ cm} \Rightarrow b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Vérifié**

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \Rightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots$ **Vérifié**

On opte une section $(b, h) = (30, 40) \text{ cm}^2$.

II.2.7. Balcons :

- Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$e \geq L / 10$ avec : $L_{\text{max}} = 1 \text{ m}$

$$\Rightarrow e \geq \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$.

II.3. Evaluation des charges (DTR B.C.2.2)

II. 3.1.Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine et en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.



Figure II.9. Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Gravillon de protection	5	20	1
Etanchéité multicouche	3	6	0,18
Pente de béton	10	22	2,2
Isolation phonique	4	4	0,16
Corps creux + dalle	(20+4)	/	3,2
Enduit de plâtre	1	10	0,1
			G= 6,84

- Charge d'exploitation : Q = 1KN / m²

II.3.2. Plancher étage courant:

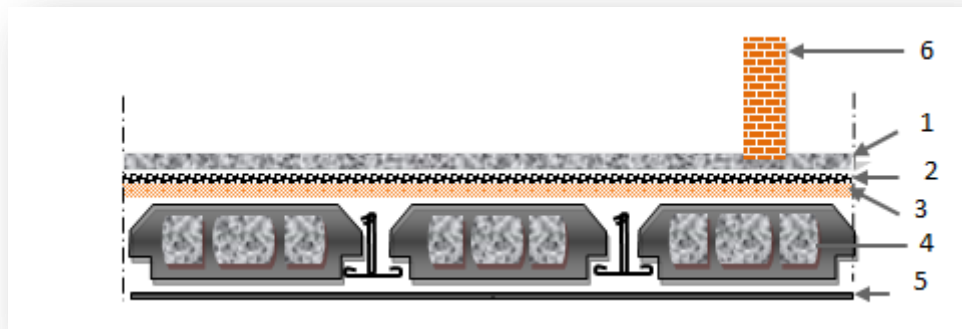


Figure II.10. Plancher étage courant

Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de Pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Corps creux + dalle	(20+4)	/	3,2
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Cloisons légères	10	/	1,3
			G= 6,08

- Charge d'exploitation : $Q=1,5\text{KN/m}^2$.

II.3.3. Les murs extérieurs :

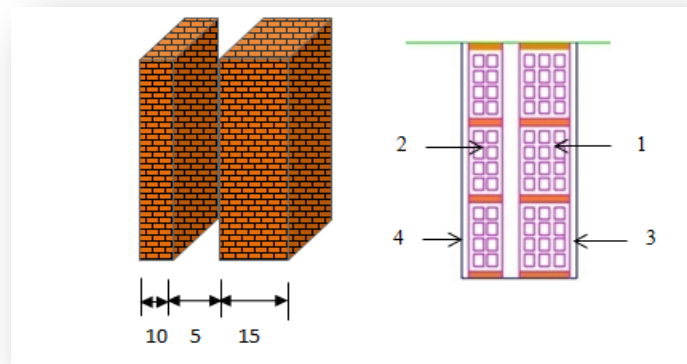


Figure II.11. Les murs extérieurs

Tableau II.3. Evaluation des charges de murs extérieurs

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Brique creuse	15	09	1,35
Brique creuse	10	09	0,9
Enduite de ciment	2	18	0,36
Enduite de plâtre	2	10	0,20
			G =2,81

II.3.4. Les murs intérieurs :

Tableau II.4.Evaluation des charges de murs intérieurs

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Brique creuse	10	09	0,9
Enduite de plâtre (deux faces)	2	10	0,40
			G =1,30

II.3.5. Les escaliers :

a) Paillasse :

Tableau II.5. Evaluation des charges sur la volée

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
P.P. de la paillasse	20/cos(32,19)	25	5,90
P.P. des marches	17/2	25	2,12
Mortier de pose	2	20	0,4
Enduit de ciment	2	18	0,36
P.P de carrelage	2	22	0,44
Garde de courps	/	/	0,1
			G = 9,32

b) Palier de repose :

Tableau II.6. Evaluation des charges de palier

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Dalle pleine	20	25	5,00
Enduit ciment	2	18	0,36
			G = 6,20

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$ (pour la Paillasse et le palier)

II.3.6. Les balcons :

Tableau II.7. Evaluation des charges de balcon

Les composantes	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
P.P de la dalle	12	25	3,00
P.P de carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Enduit de ciment	1	18	0,18
			G = 4,02

- Charge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$

II.3.7. L'acrotère :

Tableau II.8. Evaluation des charges de l'acrotère

Les composantes	Surface (m ²)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids linéique (KN/m)
Poids du béton	0,067	25	1,725
Poids de l'enduit ciment (2cm)	0,0296	20	0,592
			G = 2,317

- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.4. La descente des charges :

II.4.1. Introduction :

On appelle des centres de charges l'opération qui consiste à calculer tous les éléments porteurs de la construction qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation (les charges permanentes et les surcharges d'exploitation).

- **Charge permanentes :**

Les charges permanentes comprennent non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi les poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tel que : plafond, sol enduits et revêtement ainsi que ceux des éléments de construction sou tenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloison fixe, conduites de formée, gaine de ventilation.

- **Charge d'exploitation :**

Les charges d'exploitation sont celles qui résultant de l'usages des locaux par opposition ou poids ouvrages qui constituent ces locaux ou à celui des équipements fixes elles correspondent ou mobiliers, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour mode normal d'occupation, en pratique toute fais, les équipements fixes légers peuvent être inclus dans les valeurs fixées pour les charge.

II.4.2. LOI DE DEGRISION (DTR B.C.2.2 ; P17)

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indique ci-dessous :

- Pour le toit a la terrasse Q_0 .
- Pour le dernier étage Q .
- Pour l'étage immédiatement inférieure $0,9Q$.
- Pour étage immédiatement inférieure $0,8Q$.

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$, valeur conservée pour les étage inférieur suivantes.

II.4.3. Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, voiles, etc.
- Vérification de la section des éléments porteurs.

II.4.4 Descente de charge des poteaux :

A. Poteau d'angle :

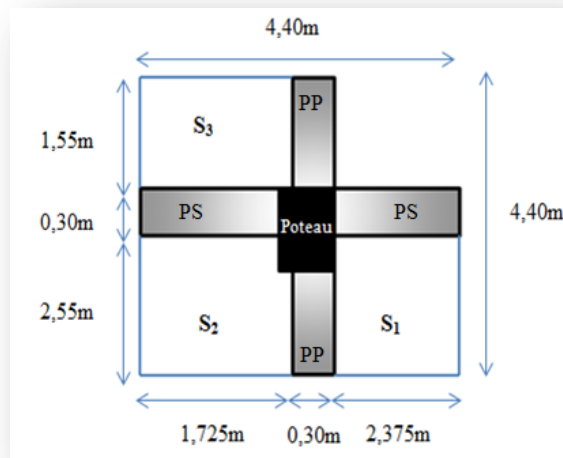


Figure II.12. Poteau d'angle

✓ La surface de plancher :

$$S_1 = \left(\frac{4,90}{2}\right) \times \left(\frac{4,75}{2}\right) = 6,06\text{m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{4,90}{2} + 0,10\right) \times \left(\frac{3,35}{2} + 0,05\right) = 4,40\text{m}^2$$

$$S_3 = \left(\frac{3,10}{2}\right) \times \left(\frac{3,35}{2} + 0,05\right) = 2,67\text{m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 13,13\text{m}^2$$

- S_G (plancher étage courant) = S_G (plancher terrasse) = $13,13\text{m}^2$
- S_Q (plancher terrasse) = $(4,40 \times 4,40) - (1,55 \times 2,375) = 15,68\text{m}^2$
- S_Q (plancher étage courant) = $13,13 + (0,3 \times 1,675) = 13,63\text{m}^2$

✓ Longueur des poutres :

- Poutre principale :

$$L_p = \frac{4,90}{2} + \frac{3,10}{2} = 4,00\text{m}$$

- Poutre secondaire :

$$L_s = \frac{3,35}{2} + \frac{4,75}{2} = 4,05\text{m}$$

✓ Les charges :

$$Q_{\text{plancher étage courant}} = 13,63 \times 1,5 = 20,44 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher terrasse}} = 15,68 \times 1 = 15,68 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher étage courant}} = 13,13 \times 6,08 = 79,83 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 13,13 \times 6,84 = 89,81 \text{ KN}$$

$$G_{(PP+PS)} = [(0,3 \times 0,45 \times 4,00) + (0,3 \times 0,4 \times 4,05)] \times 25 = 25,65 \text{ KN}$$

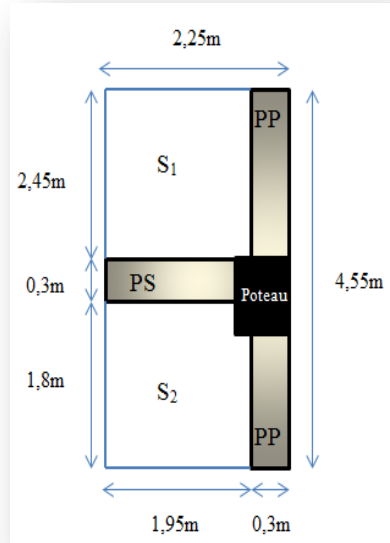
$$G_{\text{mur extérieur}} = [(3,06-0,45) \times 6,375] \times 2,81 = 46,75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = (0,35 \times 0,4 \times 15,3) \times 25 = 53,55 \text{ KN}$$

$$G_{\text{L'acrotère}} = (1,55+2,375) \times 2,317 = 9,09 \text{ KN}$$

Tableau II.9. Descente des charges sur le poteau d'angle.

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N 0-0	L'acrotère	9,09	
	Plancher terrasse	89,81	
	Poutre (P+S)	25,65	
	Surcharge d'exploitation		15,68
	Total 0-0	124,55	15,68
N 1-1	Venant 0-0	124,55	15,68
	Plancher d'étage courant	79,83	
	Poutre (P+S)	25,65	
	Mur extérieur	46,75	
	Surcharge d'exploitation		20,44
	Total 1-1	276,78	36,12
N 2-2	Venant 1-1	276,78	36,12
	Plancher d'étage courant	79,83	
	Poutre (P+S)	25,65	
	Mur extérieur	46,75	
	Surcharge d'exploitation		0,9×20,44=18,40
	Total 2-2	429,01	54,52
N 3-3	Venant 2-2	429,01	54,52
	Plancher d'étage courant	79,83	
	Poutre (P+S)	25,65	
	Mur extérieur	46,75	
	Surcharge d'exploitation		0,8×20,44=16,35
	Total 3-3	581,24	70,87
N 4-4	Venant 3-3	581,24	70,87
	Plancher d'étage courant	79,83	
	Poutre (P+S)	25,65	
	Mur extérieur	46,75	
	Surcharge d'exploitation		0,7×20,44=14,31
	Total 4-4	733,47	85,18
N 5-5	Venant 4-4	733,47	85,18
	Plancher d'étage courant	79,83	
	Poutre (P+S)	25,65	
	poteau	53,55	
	Mur extérieur	46,75	
	Surcharge d'exploitation		0,6×20,44=12,26
	Total 5-5	939,25	97,44

B. Poteau de rive :**Figure II.13.** Poteau de rive

✓ La surface de plancher :

$$S_1 = \left(\frac{4,90}{2} \right) \times \left(\frac{3,80}{2} + 0,05 \right) = 4,8 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{3,40}{2} + 0,10 \right) \times \left(\frac{3,80}{2} + 0,05 \right) = 3,51 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 8,31 \text{ m}^2$$

- S_G (plancher étage courant) = S_G (plancher terrasse) = $8,31 \text{ m}^2$
- S_Q (plancher terrasse) = $2,25 \times 4,55 = 10,24 \text{ m}^2$
- S_Q (plancher étage courant) = $8,31 + (0,3 \times 1,9) = 8,88 \text{ m}^2$

✓ Longueur des poutres :

- Poutre principale :

$$L_p = \frac{4,90}{2} + \frac{3,40}{2} = 4,15 \text{ m}$$

- Poutre secondaire :

$$L_s = \frac{3,80}{2} = 1,90 \text{ m}$$

✓ Les charges :

$$Q_{\text{plancher étage courant}} = 8,88 \times 1,5 = 13,32 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher terrasse}} = 10,24 \times 1 = 10,24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher étage courant}} = 8,31 \times 6,08 = 50,52 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 8,31 \times 6,84 = 56,84 \text{ KN}$$

$$G_{(PP+PS)} = [(0,3 \times 0,45 \times 4,15) + (0,3 \times 0,4 \times 1,90)] \times 25 = 19,71 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur extérieur}} = [(3,06 - 0,45) \times 4,15] \times 2,81 = 10,83 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = (0,35 \times 0,4 \times 15,3) \times 25 = 53,55 \text{ KN}$$

$$G_{L'acrotère} = 4,55 \times 2,317 = 10,54 \text{ KN}$$

Tableau II.10. Descente des charges sur le poteau de rive.

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N 0-0	L'acrotère	10,54	
	Plancher terrasse	56,84	
	Poutre (P+S)	19,71	
	Surcharge d'exploitation		10,24
	Total 0-0	87,09	10,24
N 1-1	Venant 0-0	87,09	10,24
	Plancher d'étage courant	50,52	
	Poutre (P+S)	19,71	
	Mur extérieur	10,83	
	Surcharge d'exploitation		13,32
	Total 1-1	168,15	23,56
N 2-2	Venant 1-1	168,15	23,56
	Plancher d'étage courant	50,52	
	Poutre (P+S)	19,71	
	Mur extérieur	10,83	
	Surcharge d'exploitation		$0,9 \times 13,32 = 11,988$
	Total 2-2	249,21	35,55
N 3-3	Venant 2-2	249,21	35,55
	Plancher d'étage courant	50,52	
	Poutre (P+S)	19,71	
	Mur extérieur	10,83	
	Surcharge d'exploitation		$0,8 \times 13,32 = 10,656$
	Total 3-3	330,27	42,20
N 4-4	Venant 3-3	330,27	42,20
	Plancher d'étage courant	50,52	
	Poutre (P+S)	19,71	
	Mur extérieur	10,83	
	Surcharge d'exploitation		$0,7 \times 13,32 = 9,324$
	Total 4-4	411,33	51,52
N 5-5	Venant 4-4	411,33	51,52
	Plancher d'étage courant	50,52	
	Poutre (P+S)	19,71	
	poteau	53,55	
	Mur extérieur	10,83	
	Surcharge d'exploitation		$0,6 \times 13,32 = 7,992$
	Total 5-5	545,94	59,51

C. Poteau intermédiaire :

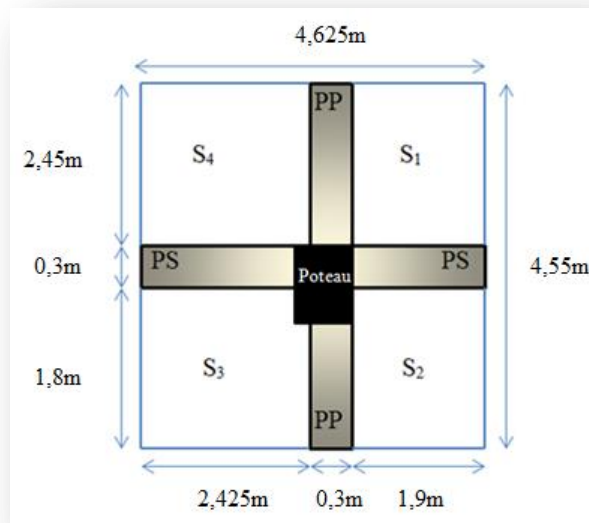


Figure II.14. Poteau intermédiaire

✓ La surface de plancher :

$$S_1 = \left(\frac{4,90}{2}\right) \times \left(\frac{3,80}{2}\right) = 4,655\text{m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{3,40}{2} + 0,1\right) \times \left(\frac{3,80}{2}\right) = 3,42\text{m}^2$$

$$S_3 = \left(\frac{3,40}{2} + 0,1\right) \times \left(\frac{4,75}{2} + 0,05\right) = 4,365\text{m}^2$$

$$S_4 = \left(\frac{4,90}{2}\right) \times \left(\frac{4,75}{2} + 0,05\right) = 5,94\text{m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 18,38\text{m}^2$$

- S_G (plancher étage courant) = S_G (plancher terrasse) = $18,38\text{m}^2$
- S_Q (plancher terrasse) = $4,55 \times 4,625 = 21,04\text{m}^2$
- S_Q (plancher étage courant) = $21,04 - (0,35 \times 0,4) = 20,90\text{m}^2$

✓ Longueur des poutres :

- Poutre principale :

$$L_p = \frac{4,90}{2} + \frac{3,40}{2} = 4,15\text{m}$$

- Poutre secondaire :

$$L_s = \frac{4,75}{2} + \frac{3,80}{2} = 4,275\text{m}$$

✓ Les charges :

$$Q_{\text{plancher étage courant}} = 20,90 \times 1,5 = 31,35 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{plancher terrasse}} = 21,04 \times 1 = 21,04 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher étage courant}} = 18,38 \times 6,08 = 111,75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 18,38 \times 6,84 = 125,72 \text{ KN}$$

$$G_{(PP+PS)} = [(0,3 \times 0,45 \times 4,15) + (0,3 \times 0,4 \times 4,275)] \times 25 = 26,93 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = (0,35 \times 0,4 \times 15,3) \times 25 = 53,55 \text{ KN}$$

Tableau II.11. Descente des charges sur le poteau intermédiaire

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N 0-0	Plancher terrasse	125,72	
	Poutre (P+S) Sur charge d'exploitation	26,93	21,04
	Total 0-0	152,65	21,04
N 1-1	Venant 0-0 Plancher d'étage courant Poutre (P+S) Surcharge d'exploitation	152,65 111,75 26,93	21,04 31,35
	Total 1-1	291,33	52,39
N 2-2	Venant 1-1 Plancher d'étage courant Poutre (P+S) Sur charge d'exploitation	291,33 111,75 26,93	52,39 0,9×31,35=28,215
	Total 2-2	430,01	80,60
N 3-3	Venant 2-2 Plancher d'étage courant Poutre (P+S) Sur charge d'exploitation	430,01 111,75 26,93	80,60 0,8×31,35=25,08
	Total 3-3	568,69	105,68
N 4-4	Venant 3-3 Plancher d'étage courant Poutre (P+S) Sur charge d'exploitation	568,69 111,75 26,93	105,68 0,7×31,35=21,945
	Total 4-4	707,37	127,62
N 5-5	Venant 4-4 Plancher d'étage courant Poutre (P+S) poteau Sur charge d'exploitation	707,37 111,75 26,93 53,55	127,62 0,6×31,35=18,81
	Total 5-5	899,6	146,43

II.4.5. Vérification la section de Poteau:

➤ B.A.E.L91 mod99 :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{A_s}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots \dots \dots \text{(page111)}$$

- N_u : L'effort normal ultime maximal agissant sur un poteau intermédiaire.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 899,6) + (1,5 \times 146,43)$$

$$N_u = 1434,10 \text{ KN}$$

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

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.60 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$.

- Pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone IIa, on peut prendre :

Selon le BAEL : $A_s/B_r = 0,8\%$

A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

B_r : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

$$B_r = (35-2) \times (40-2) = 1254 \text{ cm}^2$$

- f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa) $\Rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$
- f_{c28} : La résistance caractéristique à la compression à 28 jours $\Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1$ (charge > 24h)
- f_{bc} : La contrainte limite du béton en compression.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

Donc :

$$12,54 \times 10^4 \geq \frac{1,2 \times 1434,10 \times 10^3}{\frac{14,2}{0,9} + 0,85 \frac{0,8}{100} \times \frac{400}{1,15}} = 9,48 \times 10^4$$

\Rightarrow **Condition vérifié**

➤ RPA 2003 :

$$V = \frac{N_u}{B \times F_{C28}} \dots \dots \dots \text{(page63)}$$

$$\Rightarrow V = \frac{1434,10 \times 10^3}{(350 \times 400) \times 25} \leq 0,30$$

⇒ V = 0,41 ≤ 0,30 n'est pas Vérifier

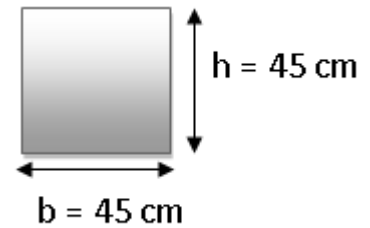
Donc on change la section du poteau :

$$B \geq \frac{N_u}{0,3 \times F_{C28}} = \frac{1434,10 \times 10^3}{0,3 \times 25}$$

$$B = (b \times h) \geq 1912,13 \text{ cm}^2$$

$$b = h = \sqrt{1912,13} = 43,72 \text{ cm}$$

On adopte une section du poteau (b×h) cm² = (45 × 45) cm²



II.4.6. Vérification de la compatibilité des dimensions entre poteaux et poutres

Cette vérification sera conduite selon la figure.7.4 de l'article (7.5.1 ;P 65) des règles RPA, intitulée « dimensions à respecter par les poutres »

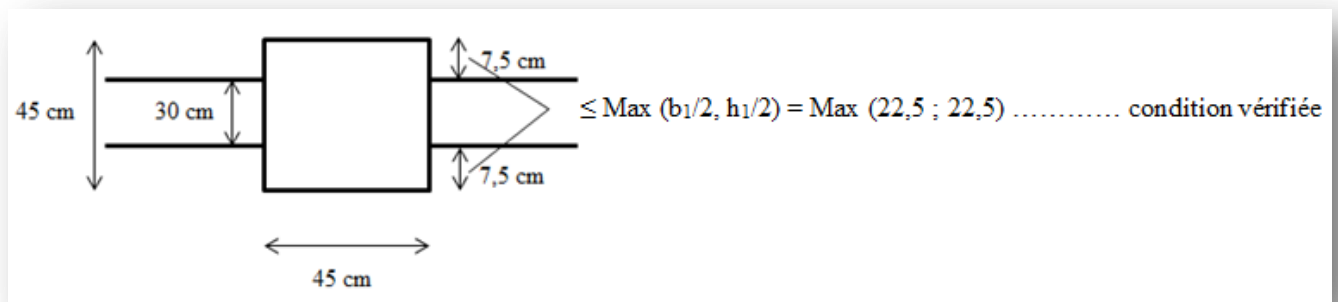


Figure II.15. Dimensions à respecter par les poutres



Chapitre III



Calcul des éléments secondaires

III.1.Introduction

Pour les éléments secondaires n'important pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, leurs distributions peuvent être considérées comme éléments secondaires à condition que leurs résistances à ces actions soient effectivement négligées et qu'ils ne soient soumis, du fait des déformations imposées, qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

III.2.L'acrotère

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$F = \max (F_p, F_q)$$

Avec : $F_p = 4AC_p W_p$ (RPA 99 version 2003, page 43)

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

F_q : la poussée horizontale $F_q = 100\text{kg/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur et la console sera calculée en flexion composée.

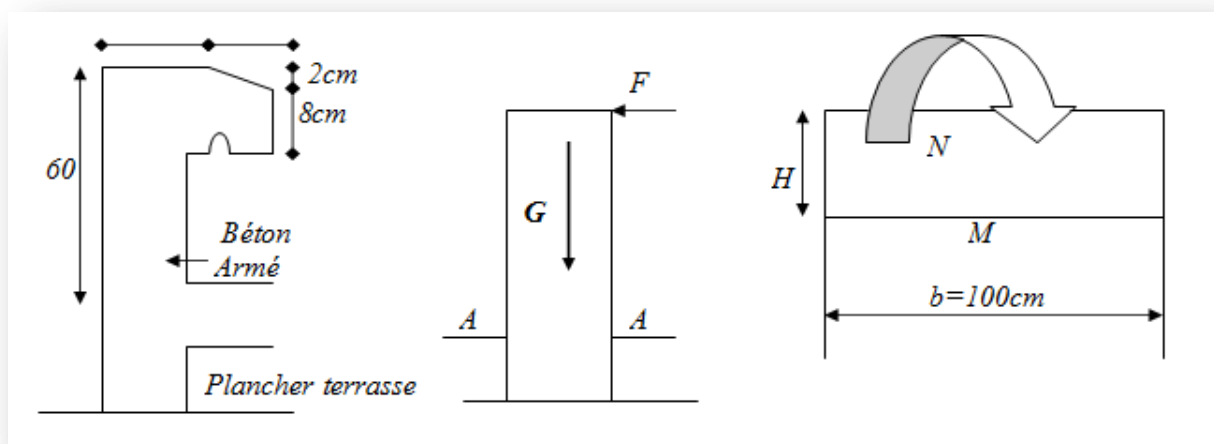


Figure III.1. Schéma statique de l'acrotère

III.2.1. Calcul des sollicitations :

➤ **Evaluation des charges :**

- Poids propre : $W_p = 2,317 \text{ KN/ml}$
- La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 1 \text{ KN/ml}$: poussée de la main courante.

$F_p = 4AC_pW_p$: la force sismique.

Groupe usage 2, zone IIa.

$A=0.15, C_p=0.8$ (RPA 99 page 43, élément en console)

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 231,7 = 1,11 \text{ KN/ml}$

$Q = \max (100 ; 111,21) \text{ } Q = 1,11 \text{ KN/ml}$

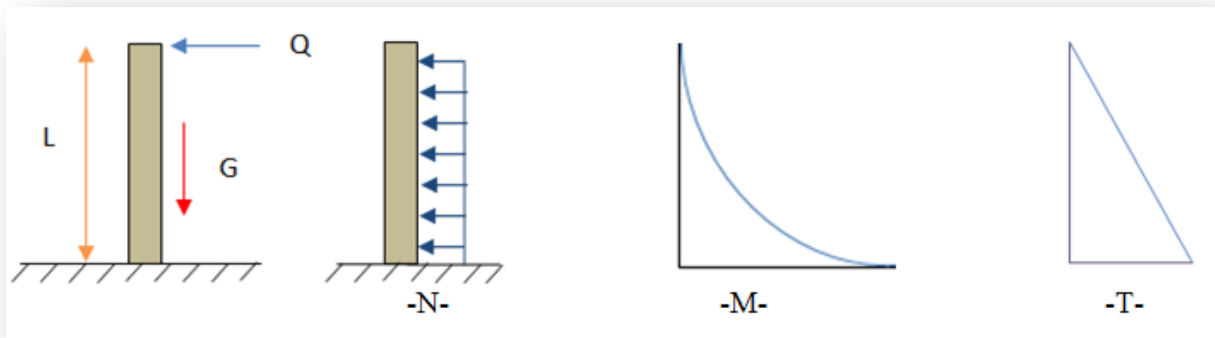


Figure III.2. schéma de diagramme des moments et les efforts tranchant

➤ **Combinaison d'action :**

Tableau III.1. Combinaison à ELU

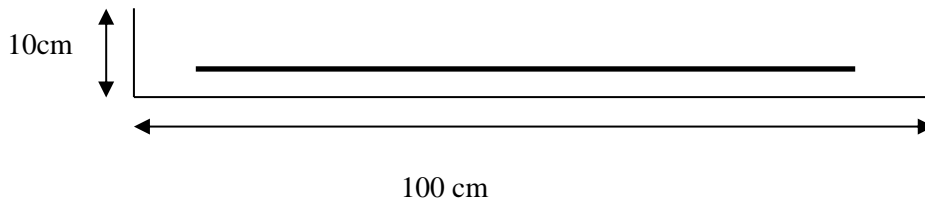
Combinaison		
ELU (KN.m)		
Charge permanente ultime	$N_u = 1,35 W_p$	3,12
La charge d'exploitation	$Q_u = 1,5 Q$	1,67
Moment d'encastrement	$M_u = Q_u \times h$	1

Tableau III.2. Combinaison à ELS

Combinaison		
ELS (KN.m)		
Charge permanente ultime	$N_s = W_p$	2,317
La charge d'exploitation	$Q_s = Q$	1,11
Moment d'encastrement	$M_s = Q_s \times h$	0,66

III.2.2.Ferrailages :

➤ Mode de calcul :



Le calcul se fait en flexion composée à l'ELU et à l'ELS, pour une bande de 1ml, une épaisseur de 10cm et une hauteur de 60cm. La fissuration est considérée comme préjudiciable du fait que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries (variation de températures, pluie, neige, etc).

$$\text{Les dimensions des sections} \left\{ \begin{array}{l} h=10\text{cm} \\ b=100\text{cm} \\ d=0,9h=9\text{cm} \end{array} \right.$$

L'excentricité de calcul est donnée par le règlement BAEL91 comme suit:

$$e = e_1 + e_a + e_2 \quad (\text{art.12.I.3.1 BAEL91/99 ; P167})$$

Avec :

e_1 : excentricité due au premier ordre résultante normale avant l'application des excentricités additionnelles :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_U} = \frac{1}{3,12} = 0,32$$

$$e_2 : \text{excentricité due au deuxième ordre} : e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$- L_f = 2L \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$$

- \emptyset : Généralement égale à 2

$$- \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad (\text{art.12.I.3.1 BAEL91/99 ; P168})$$

$$\text{Donc } e_2 = \frac{3 \times 2 \times 1,2^2}{10^4 \times 0,1} \Rightarrow e_2 = 0,0086\text{m}$$

$$e_a : \text{Excentricité accidentelle} : e_a = \max \left\{ 0,02\text{m} ; \frac{L}{250} \right\} \Rightarrow e_a = \max \{ 0,02\text{m} ; 0,0024\text{m} \}$$

$$\text{Donc} : e_T = e_1 + e_a + e_2 \Rightarrow e_T = 0,3486$$

On a :

$$e = \frac{h_t}{6} = 0,0167\text{m} < e_T = 0,3486\text{m} \quad (\text{art.12.III.1 BAEL91/99 ; P173})$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur, et la section partiellement comprimée.

Son ferrailage se fera par assimilation à flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf} .

➤ **sollicitation majorée :**

$$M_u = M_{UQ} + (e_T \times N_U) = 1 + (0,3486 \times 3,12) \quad (\text{art.12.I.3.1 BAEL91/99 ; P168})$$

$$M_u = 2,088 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 3,12 \text{ KN.}$$

✓ **Armature principale :**

➤ **moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (\text{art.12.III.1 BAEL91/99 ; P175})$$

$$M_{uf} = 2,088 + 3,12 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) \Rightarrow M_{uf} = 2,212 \text{ KN.m}$$

➤ **moment réduit (μ_{bu}) :** (art.9.III.1 BAEL91/99 ; P119)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2,205 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17}$$

Donc : $\mu_{bu} = 0,0192 < \mu_{lu} = 0,391 \Rightarrow$ (pivot A) $\Rightarrow (A'_s = 0)$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 0,0242$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,91 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times Z} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$A_s = \frac{2,212 \times 10^6}{348 \times 89,1} = 0,71 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :** (art.9.III.1 BAEL91/99 ; P118)

$$A_{\min} = 0,23 \frac{d \times b \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 90 \times 1000 \times \frac{2,1}{400} = 1,086 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_s ; A_{\min}) \Rightarrow A = 1,086 \text{ cm}^2$$

Alors on prend $A = A_{\min}$ soit **4HA8=2,01cm²**

✓ **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :** (art A.8.2.42 BAEL DTU 18-702 ;P70)

$$S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min (4 \times 10 ; 45\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 20\text{cm}.$$

III.2.3. Les Vérifications :

a) l'E.L.S :

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A et B.A.E.L91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

o **Position de l'axe neutre : ($A'_s = 0$)**

$$\frac{by_1^2}{2} - \eta A(d-y_1) = 0 \quad (\text{art.6.V.2.1 BAEL91/99 ; P98})$$

$$50y_1^2 + 30,15y_1 - 271,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,04\text{cm}$$

$\eta = 15 \text{ m}$; c 'est le coefficient d'équivalence (acier – béton).

o **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \eta A(d-y_1)^2 = 1743,50 \text{ cm}^4 \quad (\text{art.6.V.2.2 BAEL91/99 ; P99})$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- Contrainte limite de compression de béton $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0,66 \times 10^6}{1743,50 \times 10^4} \times 20,4 = 0,77 \text{ MPa} \quad (\text{art.10.II.3. BAEL91/99 ; P133})$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{art.5.IV.2. BAEL91/99 ; P85})$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ **Condition vérifiée**

- Contrainte maximale de traction des aciers (fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-y_1) = 15 \frac{0,66 \times 10^6}{1743,50 \times 10^4} (90 - 20,4) = 39,52 \text{ MPa} \quad (\text{art.10.II.3. BAEL91/99 ; P133})$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right) = 201,63 \quad (\text{art.10.II.3. BAEL91/99 ; P133})$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ **Condition vérifiée**

b) P.E.L.U :

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad (\text{art.13.III.2. BAEL91/99 ; P192})$$

$$V_u = 1,5Q = 1,5F_p = 1,665 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1665}{1000 \times 90} = 0,0185 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = 2,50 \text{MPa} \quad (\text{art.13.III.2.1. BAEL91/99 ; P192})$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée**

III.2.4. Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

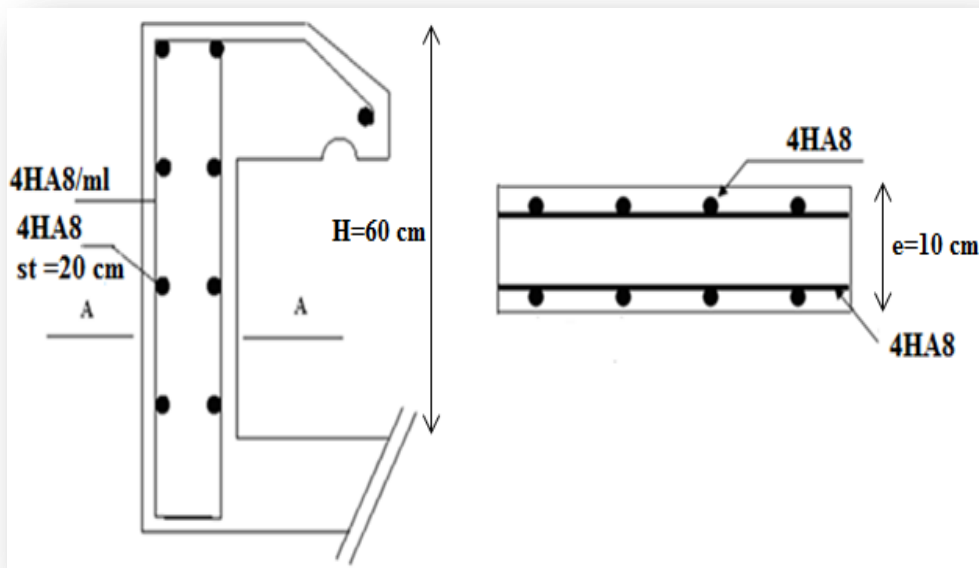


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3. Balcon

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console, ferrillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

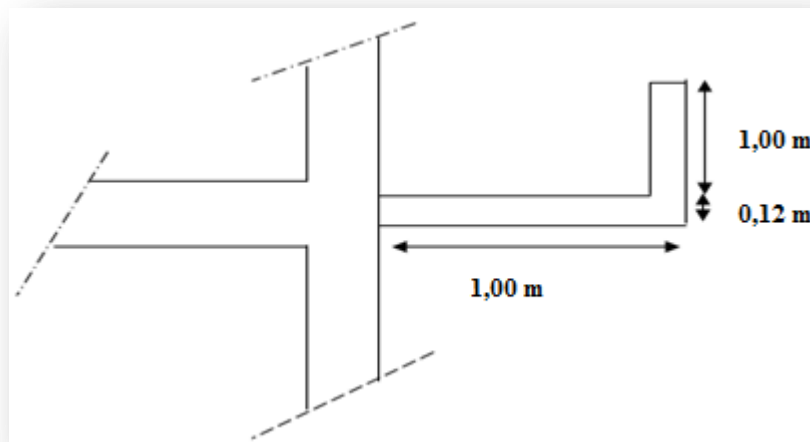


Figure III.4. Dimensions du balcon

III.3.1. Calcul des sollicitations :

➤ **Evaluation des charges :**

- Poids propre $G = 4,02 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$.
- $P_{\text{mur}} = 2,07 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m (hauteur)} \times 1 \text{ m (bande)}$
- $P_{\text{mur}} = 2,07 \text{ KN}$

➤ **Combinaison des charges :**

✓ **L'E.L.U:**

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

$$P_u = 1,35P$$

✓ **L'E.L.S :**

$$q_s = G + Q$$

$$P_s = P$$

➤ **les moments :**

Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bande de 1m est de : $M_u = P_u L + \frac{q_u L^2}{2}$

Le moment service à l'encastrement M_s pour une bande de 1m est de : $M_s = P_s L + \frac{q_s L^2}{2}$

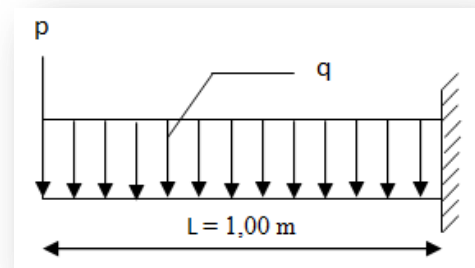


Figure III.5. Schéma statique du balcon

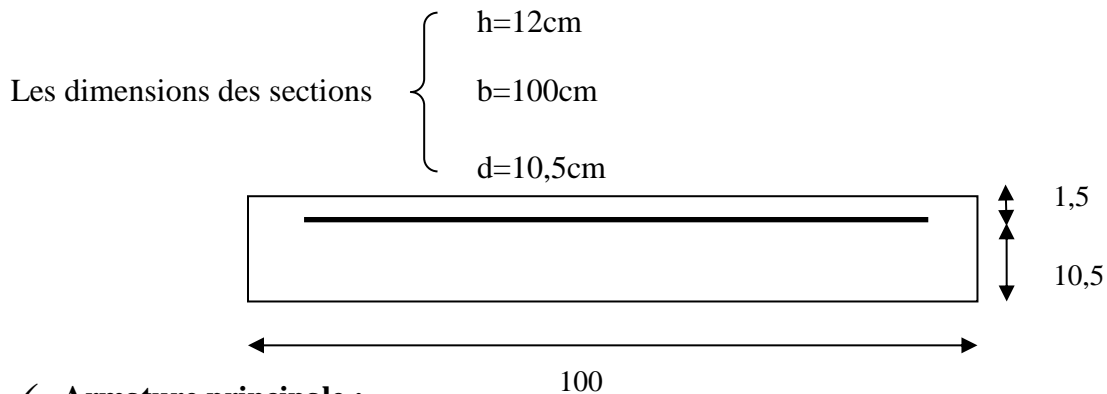
Tableau III.3. Résultat de calcul

P_u	$P_s(\text{KN})$	$q_u(\text{KN})$	$q_s(\text{KN})$	$N_u(\text{KN})$	$N_s(\text{KN})$	$M_u(\text{KN.m})$	$M_s(\text{KN.m})$
2,79	2,07	10,68	7,52	13,47	9,59	8,13	5,83

III.3.2.Ferrailage:

➤ **Mode de calcul:**

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bande de 1ml, une épaisseur de 12cm, le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.



✓ **Armature principale :**

➤ **moment réduit (μ_{bu}) :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \Rightarrow \frac{8,13 \times 10^6}{1000 \times (105)^2 \times 14,17} = 0,052$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8,13}{5,83} = 1,39$$

$$\mu_{bu} = 0,052 < \mu_{lu} = 0,391 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimé } A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,066$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 10,22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{8,13 \times 10^6}{102,2 \times 348}$$

$$A_s = 2,28 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = \max(A_{min}, A_s) = 2,28 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_s = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

La section adopté 4HA8 = 2,01 cm²

➤ **L'espaceur :**

$$S_t = \min (4h, 45\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min (4 \times 12 ; 45\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

III.3.3. Les Vérifications :

a) L'E.L.S :

Le calcul se fait selon les règles du C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

○ **Position de l'axe neutre :**

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A')y_1 - 30(d \times A + d' \times A') = 0$$

$$100y_1^2 + 94,2 y_1 - 989,1 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,71 \text{ cm}$$

○ **Le moment d'inerte de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + \eta [A \times (d - y_1)^2 + A' \times (y_1 - d')^2]$$

$$I = 3521,63 \text{ cm}^4$$

➤ **Verification des Contraintes :**

- Contrainte maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 4,48 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte maximale de traction des aciers : (C.B.A 93 art A.4.5.3.3)

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{5,83 \times 10^6}{3521,63 \times 10^4} (105 - 27,1) = 193,44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) L'E.L.U :

➤ Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = q.L + P = 13,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13,47 \times 10^3}{1000 \times 105} = 0,128 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\} = 2,50 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée**

III.3.4. Vérification de la flèche: (art.B.6.5. BAEL91/99 DTU P18-702 ; P94)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{0,12}{1} = 0,12 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,14 \times 10^2}{1000 \times 105} = 0,003 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.5. Dessin de Ferrailage:

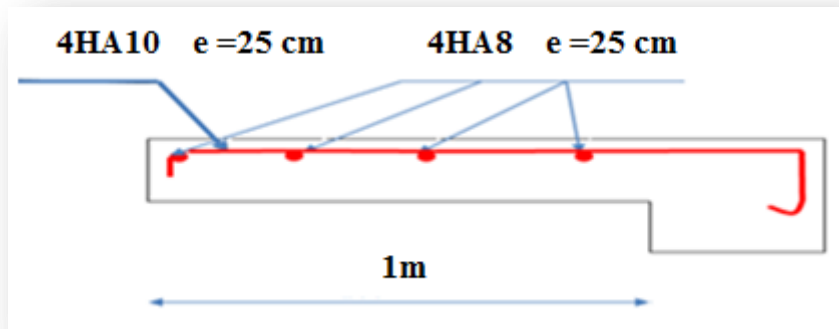


Figure III.6. Schéma de ferrailage de balcon

III.4. Les planches

Les planches sont des éléments rigide composés des nervures (poutrelles), corps et table de compression avec :

- ✓ Hauteur total du plancher $h = (20+4)$
- ✓ Hourdis de 20 cm d'épaisseur et de 55cm de largeur
- ✓ Dalle de compression de 4cm

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

III.4.1. Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérées comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

A. Méthode forfaitaire: (art.3.III.4. BAEL91/99 ; P49)

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{array} \right.$$

- Fissuration peu préjudiciable.

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

➤ Descente des charges sur les nervures:

○ Nervure plancher terrasse:

$$\text{Poids du plancher: } G = 6.84 \times 0.65 \quad \Rightarrow G = 4.446 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 1 \times 0.65 \quad \Rightarrow Q = 0.65 \text{ KN/m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_T = 4.446 \text{ KN/m.} \\ Q_T = 0.65 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

○ **Nervure plancher étage courant:**

Poids du plancher: $G = 5,53 \times 0,65 \Rightarrow G = 3,952 \text{ KN/m.}$

$Q = 1,5 \times 0,65 \Rightarrow Q = 0,975 \text{ KN/m.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_C = 3,952 \text{ KN/m.} \\ Q_C = 0,975 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

✓ **Vérification des conditions:**

➤ $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2).$

○ **Planche Terrasse:** $G = 4,446 \text{ KN/m} ; Q = 0,65 \text{ KN/m.}$

$0,65 \leq \text{Max} (8,892 ; 5 \text{ KN/m}) \dots\dots\dots$ **vérifiée.**

○ **Plancher étage courant:** $G_C = 3,952 \text{ KN/m} ; Q_C = 0,975 \text{ KN/m.}$

$0,975 \leq \text{Max} (7,904 ; 5 \text{ KN/m}) \dots\dots\dots$ **vérifiée.**

➤ les moments d'inerties sont les même dans tous les travées.

➤ la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ $0,8 \leq \frac{4,65}{3,35} = 1,38 \leq 1,25 \dots\dots\dots$ **condition non vérifiée.**

La condition n'est pas vérifiée, la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

B. Méthode de Caquot : (art.3.III.4. BAEL91/99 ; P53)

Elle est applicable si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Principe de la méthode :**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5 \text{ KN/m}^2$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; diérèse de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $G' = 2/3G$ pour le calcul des moments sur appui.(B.A.E.L91/99 art B.6.2 ,210 P 92)

a) Evaluation des moments :

a.1) Moment sur appuis (Mq) :

Pour une charge répartie :

$$M_q = \frac{q_g \cdot L'_g + q_d \cdot L'_d}{8,5(L'_g + L'_d)}$$

Pour une charge concentrée :

$$M_q = \frac{(K_g \times p_g \times l'_g) + (K_d \times p_d \times l'_d)}{l'_g + l'_d}$$

Tel que $\begin{cases} l'_d \text{ et } l'_g \text{ longueurs fictives} \\ q_d; q_g: \text{ chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \\ l' = 0,8.l : \text{ travée intermédiaire} \\ l' = l: \text{ travée de rive} \end{cases}$

a.2) Moment en travée :

$$M_t = M_g - V_g X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

b) Evaluation des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{réel} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{réel} \cdot L$$

Avec : M_g : moment en appui de gauche de la travée considérée.

M_d : moment en appui de droite de la travée considérée.

L : portée de la travée.

III.4.2. Calcul des sollicitations :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant.

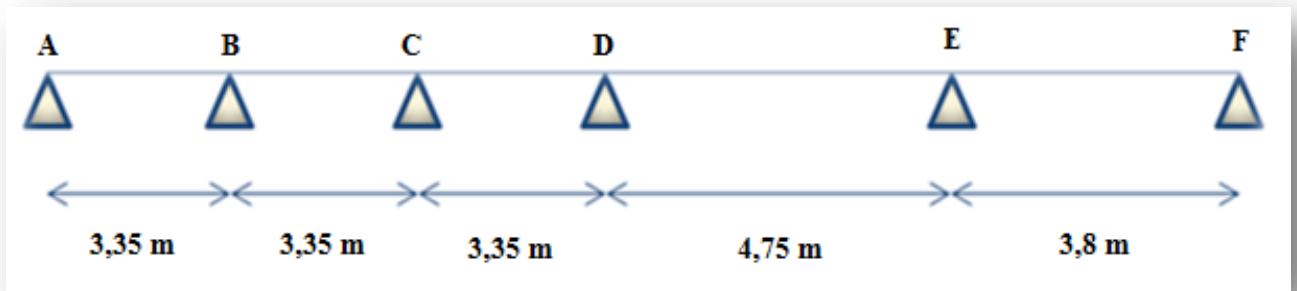


Figure III.7. Schéma de poutrelle (5 travée)

1^{er} Cas : Etat limite ultime ELU :

Les résultats obtenue par cette méthode (M, V) sont exposer au tableau suivant :

Tableau III.4. Calcul des efforts internes (M ; V) à l'ELU

Travée		A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
G [kN/m]		3,95		3,95		3,95		3,95		3,95	
Q [kN/m]		0,97		0,97		0,97		0,97		0,97	
L[m]		3,35		3,35		3,35		4,75		3,80	
L' [m]		3,35		2,68		2,68		3,80		3,80	
$q_U^{réduit}$	$q_U^{réel}$	5,01	6,79	5,01	6,79	5,01	6,79	5,01	6,79	5,01	6,79
Mq [kN.m]		0	5,55		4,23		6,74		8,51		0
Mg ; Md [kN.m]		0	-5,55	-5,55	-4,23	-4,23	-6,74	-6,74	-8,51	-8,51	0
Vg [kN]		-9,71		-11,77		-10,62		-15,75		-15,14	
Vd [kN]		13,03		10,97		12,12		16,50		10,66	
X₀ [m]		1,43		1,73		1,56		2,32		2,23	
M_t [kN.m]		6,94		4,65		4,07		11,52		8,37	

Avec :

$$G = 6,08 \times 0,65 = 3,95 \text{ kN/m.}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kN/m.}$$

$$L' = L \text{ (travée de rive)} \quad ; \quad L' = 0,8 \cdot L \text{ (travée intermédiaire).}$$

$$q_U^{réduit} = 1,35 \cdot \left(2 \cdot \frac{G}{3} \right) + 1,5 \cdot Q$$

$$q_U^{réel} = 1,35 \cdot G + 1,5Q$$

$$M_q = \frac{q_g \cdot L_g^3 + q_d \cdot L_d^3}{8,5(L'_g + L'_d)}$$

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q_{réel} \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q_{réel} \cdot L$$

$$X_0 = - \frac{V_g}{q_{réel}}$$

$$M_t = M_g - V_g X_0 - \frac{q X_0^2}{2}$$

Exemple de calcul :

$$\Rightarrow q_U^{\text{réduit}} = 1,35 \cdot \left(2 \cdot \frac{3,95}{3} \right) + 1,5 \times 0,97 = 5,01 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow q_U^{\text{réel}} = 1,35 \times 3,95 + 1,5 \times 0,97 = 6,79 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_q = \frac{5,01 \times 3,35^3 + 5,01 \times 2,68^3}{8,5(3,35 + 2,68)} = 5,55 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow V_g = \frac{-5,55 + 4,23}{3,35} - 6,79 \times \frac{3,35}{2} = -11,77 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_d = -11,77 + 6,79 \times 3,35 = 10,97 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow X_0 = -\frac{-11,77}{6,79} = 1,73 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_t = -5,55 + (11,77 \times 1,73) - \frac{6,79 \times (1,73)^2}{2} = 4,65 \text{ KN.m}$$

2^{ème} Cas : Etat limite de service ELS

Les résultats obtenue par cette méthode (M, V) sont exposer au tableau suivent

Tableau III.5. Calcul des efforts internes (M ; V) à l'ELS

Travée		A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
G [KN/m]		3,95		3,95		3,95		3,95		3,95	
Q [KN/m]		0,97		0,97		0,97		0,97		0,97	
L[m]		3,35		3,35		3,35		4,75		3,80	
L' [m]		3,35		2,68		2,68		3,80		3,80	
q_s^{réduit}	q_s^{réel}	3,60	4,92	3,60	4,92	3,60	4,92	3,60	4,92	3,60	4,92
Mq [KN.m]		0	3,99		3,04		4,84		6,11		0
Mg ; Md [KN.m]		0	-3,99	-3,99	-3,04	-3,04	-4,84	-4,84	-6,11	-6,11	0
Vg [KN]		-7,05		-8,52		-7,70		-11,41		-10,95	
Vd [KN]		9,43		7,96		8,78		11,96		7,74	
X₀ [m]		1,43		1,73		1,56		2,32		2,22	
M t [KN.m]		5,05		3,38		2,98		8,39		6,07	

Exemple de calcul :

$$\Rightarrow q_s^{\text{réduit}} = \left(2 \cdot \frac{3,95}{3}\right) + 0,97 = 3,60 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow q_s^{\text{réel}} = 3,95 + 0,97 = 4,92 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_q = \frac{3,60 \times 3,35^3 + 3,60 \times 2,68^3}{8,5(3,35 + 2,68)} = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow V_g = \frac{-3,99 + 3,04}{3,35} - 4,92 \times \frac{3,35}{2} = -8,52 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_d = -8,52 + 4,92 \times 3,35 = 9,66 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow X_0 = -\frac{-8,52}{4,92} = 1,73 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_t = -3,99 + (8,52 \times 1,73) - \frac{4,92(1,73)^2}{2} = 3,38 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme des moments :**

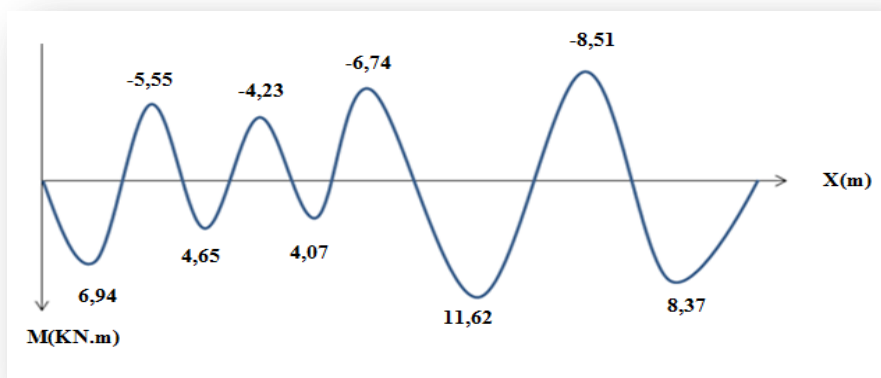


Figure III.8. Diagramme de moment à l'ELU

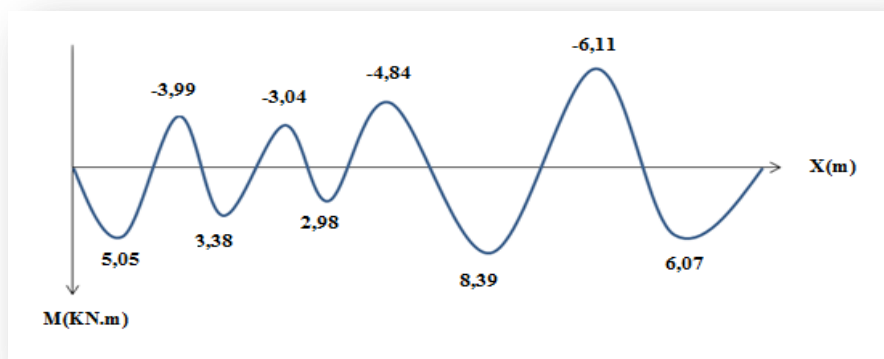


Figure III.9. Diagramme de moment à l'ELS

➤ Diagramme des efforts tranchant :

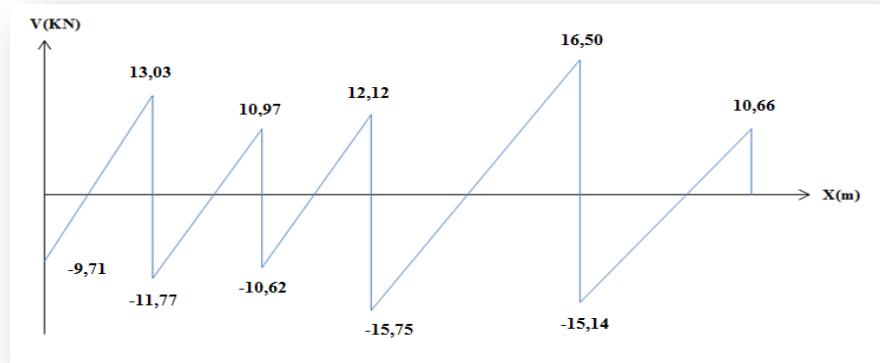


Figure III.10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

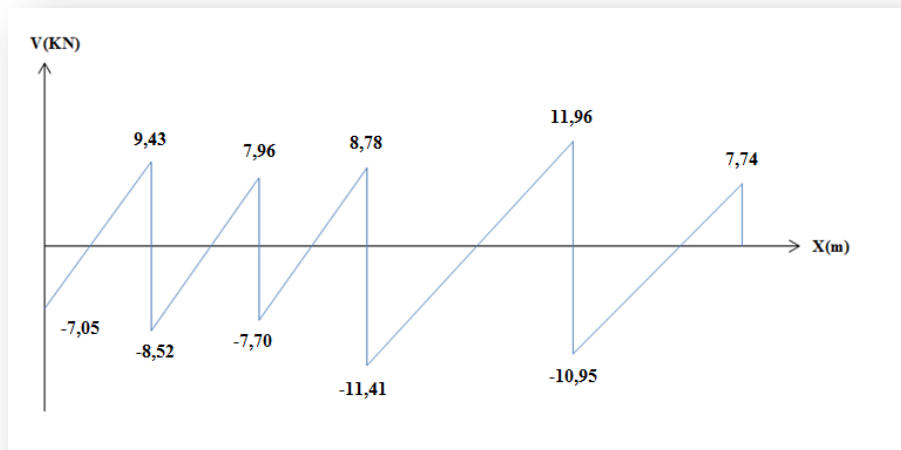


Figure III.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III.4.3. Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage se fait à l'ELU pour une section en T é en flexion simple avec les sollicitations maximales.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

$$M_u^{\max}(\text{travée}) = 11,52 \text{ KN.m}$$

$$M_u^{\max}(\text{appuis}) = 8,51 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 16,50 \text{ KN}$$

a) Armature principale en travée:

✓ **Le moment de la table M_t :** (art.9.V.2. BAEL91/99 ; P127)

$$y = h_0 \quad \text{soit : } \alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{21,6} = 0,185$$

$$\Rightarrow 0,167 \leq \alpha_0 \leq 0,259 \quad \Rightarrow \mu_0 = 1,14\alpha_0 - 0,57\alpha_0^2 - 0,07$$

$$\mu_0 = 0,121$$

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{c28} \Rightarrow M_t = (0,121 \times 650 \times 216^2 \times 25) \times 10^{-6}$$

$$M_t = 91,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tabl}} = 91,73 \text{ KN.m} \gg M_u = 11,52 \text{ KN.m}$$

\Rightarrow L'axe neutre est dans la table de compression ; donc on applique l'organigramme de calcul pour une section rectangulaire (b×h).

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

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 24 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 0,9 \times h = 21,6 \text{ cm}$$

$$\text{et } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,52 \times 10^6}{650 \times 216^2 \times 14,17} = 0,026 < \mu_R = 0,392$$

$$\mu_{bu} < \mu_R \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10^0/00 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0,033$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 21,31 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{11,52 \times 10^6}{213 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{2HA10 + 1HA8} \Rightarrow \mathbf{A_t = 2,07 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,69 < A_t = 2,07 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) Armature principale en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,51 \times 10^6}{100 \times 216^2 \times 14,17} = 0,128 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,128}) = 0,171$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 20,122 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{8,51 \times 10^6}{201,22 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{2HA10} \Rightarrow \mathbf{A_a = 1,57 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 < A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c) Calcule des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right) \quad \text{CBA93 (Article A.5.1.2.2)}$$

ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t = \min(0,685 ; 0,8 ; 1)\text{cm}$$

Soit : $\phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6,00 \text{ mm}$

On choisit un étrier avec $A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

d) Espacement :

D'après le R.P.A 99 V2003 l'article (7.5.2.2 ; P66) on a :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right\} = \left\{\frac{24}{4}; 12 \times 0,6; 30\text{cm}\right\} = 6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 6 \text{ cm.}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h = 48 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{24}{2} = 12\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 12 \text{ cm.}$$

III.4.4. Les vérifications :

a) L'ELU :

➤ **Vérification de l'Effort tranchant:**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

($V_u \text{ max} = 16,50 \text{ kN}$).donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que : $\bar{\tau}_u \min(0,2 \times f_{c28} / 1,5 ; 5\text{MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$ (fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{16,50 \times 10^3}{100 \times 216} = 0,76 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Vérification des armatures longitudinales :** (art.13.IV.1.1. BAEL91/99 ; P204)

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 16,50 \times 10^3}{400} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_L = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}8 + 2\text{HA}10 = 3,64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification la Condition de non fragilité des armatures transversales:**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = \frac{78,5 \times 400}{100 \times 120} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{art.13.III.3. BAEL91/99 ; P195})$$

$$\Rightarrow 2,61 \geq 0,4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification aux glissements :**

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

Avec : $V_u = 16,50 \text{ KN}$; $M_u = 8,51 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow -27,27 \leq 0 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

➤ **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{16,50 \times 10^3 \times 275}{0,9 \times 216 \times 650 \times 40} = 0,897 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,897 \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b) L'ELS :

La vérification se fait à l'ELS pour une section en Té avec les sollicitations maximales.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

$$M_{s(\text{travée})}^{\text{max}} = 8,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{s(\text{appuis})}^{\text{max}} = 6,11 \text{ KN.m}$$

$$V_s^{\text{max}} = 11,96 \text{ KN}$$

➤ **Vérification Etat limite d'ouverture des fissures :** (BAEL 91 Article B-6-3)

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : (BAEL E.III.2)

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2,07 + 0)y - 15(2,07 \times 21,6) = 0 \Rightarrow y = 4,09 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3} \times 4,09^3 + 15 \times 2,07 \times (21,6 - 4,09)^2 \Rightarrow I = 11002,32 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{8,39 \times 10^6 \times 40,9}{11002,32 \times 10^4} = 3,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,12 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **En appuis :**

○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(1,57 + 0)y - 15(1,57 \times 21,6) = 0 \Rightarrow y = 3,61 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3} \times 3,61^3 + 15 \times 1,57 \times (21,6 - 3,61)^2 \Rightarrow I = 8641,05 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{6,11 \times 10^6 \times 36,1}{8641,05 \times 10^4} = 2,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,55 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.4.5. vérification de flèche :

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,24}{5,10} = 0,047 < 0,0625 \dots\dots\dots$ **Condition non vérifiée**
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,07}{10 \times 21,6} = 0,0095 \leq 0,0105 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**
- $L = 4,75m < 8m \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

La 1^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche:

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad (\text{art.11.II.1. BAEL91/99 ; P155})$$

f_{gv} et f_{gi} : sont les flèches différées et instantanée dues à l'ensemble des charge permanentes.

f_{ji} : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements

f_{pi} : la flèche instantanée due a l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation Il faut

que: $\Delta_f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \Rightarrow \Delta_f \leq \bar{f} = \frac{475}{500} = 0,95\text{cm}$ (B.A.E.L91/99 art B.6.5.3 page 97)

○ **Évaluation des charges à L'ELS :**

$P = G + Q = 3,95 + 0,97 = 4,92 \text{ KN / ml}$

$G = g = 3,95 \text{ KN/ml}$

$J = G - (1,3 \times 0,65) = 3,95 - (1,3 \times 0,65) = 3,1 \text{ KN / ml}$

Sachant que:

P : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

G : l'ensemble des charges permanentes.

J : charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements

○ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_p = \frac{P \times l^2}{8} = \frac{4,92 \times 4,75^2}{8} = 13,87 \text{ KN.m}$$

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{3,95 \times 4,75^2}{8} = 11,14 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{j \times l^2}{8} = \frac{3,1 \times 4,75^2}{8} = 8,74 \text{ KN.m}$$

○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2,07 + 0)y - 15(2,07 \times 21,6) = 0 \Rightarrow y = 4,09 \text{ cm.}$$

○ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2; A' = 0$$

$$I = \frac{65}{3} \times 4,09^3 + 15 \times 2,07 \times (21,6 - 4,09)^2 \Rightarrow I = 11002,32 \text{ cm}^4$$

○ **Calcul des Contraintes:**

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 13,87 \times 10^6}{11002,32 \times 10^4} (216 - 40,9) = 331,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 11,14 \times 10^6}{11002,32 \times 10^4} (216 - 40,9) = 265,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8,74 \times 10^6}{11002,32 \times 10^4} (216 - 40,9) = 208,64 \text{ MPa}$$

○ **Calcul de λ_i , λ_v et μ :** (art.B.6.5.2.BAEL91/99DTU P 18-702 ; P95)

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \quad \text{avec :} \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{2,07}{10 \times 21,6} = 0,009$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,009 (2 + 3 \frac{100}{650})} = 4,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,89$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,009) \times 331,10 + 2,1} = 0,73$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,009) \times 265,93 + 2,1} = 0,68$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,009) \times 208,64 + 2,1} = 0,61$$

○ **l'inertie de la section totale homogène:**

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

$$I_0 = \frac{65 \times 24^3}{12} + 15 \times 2,07 \times \left(\frac{24}{2} - 2,4\right)^2 \Rightarrow I_0 = 77741,56 \text{ cm}^4$$

○ **Moment d'inertie fictif :** (art.B.6.5.2.BAEL91/99DTU P 18-702 ; P94)

$$I_{fi}(p) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1,1 \times 77741,56}{1 + 4,74 \times 0,73} = 19173,06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(g) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1,1 \times 77741,56}{1 + 4,74 \times 0,68} = 20149,03 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}(g) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1,1 \times 77741,56}{1 + 1,89 \times 0,68} = 37421,54 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1,1 \times 77741,56}{1 + 4,74 \times 0,61} = 21975,56 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des modules de déformation :** (art.A.2.1.2.BAEL91/99DTU P 18-702 ; P12)

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- ✓ **Les flèches :** (art.B.6.5.2.BAEL91/99DTU P 18-702 ; P96)

$$f_{pi} = \frac{Mpl^2}{10 E_i I_{fi}(p)} = \frac{13,87 \times 4,75^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 19173,06 \times 10^4} = 0,50 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{Mgl^2}{10 E_i I_{fi}(g)} = \frac{11,14 \times 4,75^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 20149,03 \times 10^4} = 0,38 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{Mgl^2}{10 E_v I_{fv}(g)} = \frac{11,14 \times 4,75^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818,86 \times 37421,54 \times 10^4} = 0,62 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{Mjl^2}{10 E_i I_{fi}(j)} = \frac{8,74 \times 4,75^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 21975,56 \times 10^4} = 0,27 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \Rightarrow (0,62 - 0,27) + (0,50 - 0,38)$$

$$\Delta_f = 0,478 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = L/500 = 475/500 = 0,95 \text{ cm} > \Delta_f = 0,47 \text{donc la flèche est vérifiée}$$

III.4.6. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression sera ferrillé les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage est en treille soudée (BEAL 91 B.6.8.4)

Les dimensions des mailles sont normalisées (art.B.6.8, 423 BAEL91) comme suit :

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

$$- 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm})$$

$$- L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$)

A_1 : Section des barres perpendiculaires aux poutrelles (A.P).

A_2 : Section des barres parallèles aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

Pour un treillis soudé TSL500 la limite d'élasticité $f_e=500 \text{ MPa}$

➤ **Armature perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_1 = 4 \cdot \frac{65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Soit : 5T6 $\Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature parallèles aux poutrelles:**

$$A_2 = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

Soit: 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

III.4.7.Schéma de Ferrailage :

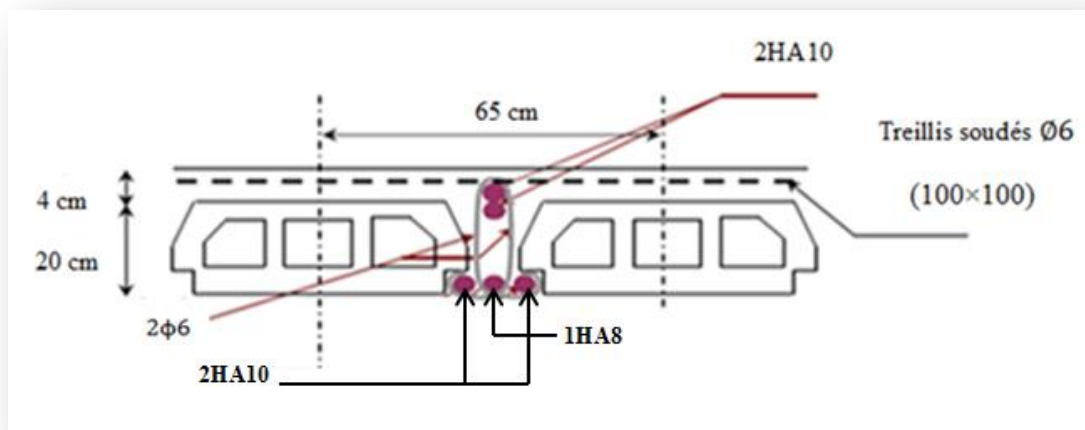


Figure III.12. Ferrailage de poutrelle

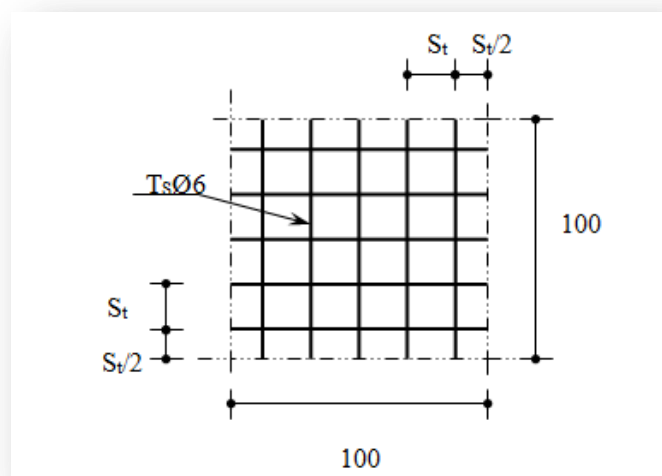


Figure III.13. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III.5. Les escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers départ intermédiaire (escalier de RDC).

On calcul l'escalier de RDC :

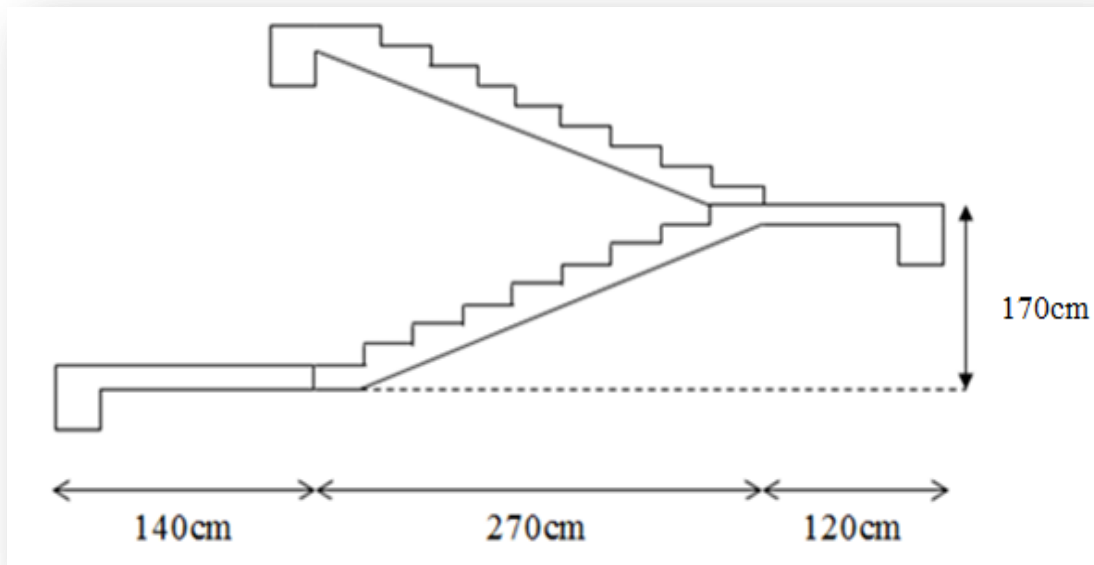


Figure III.14. Escalier coupe transversale (de RDC)

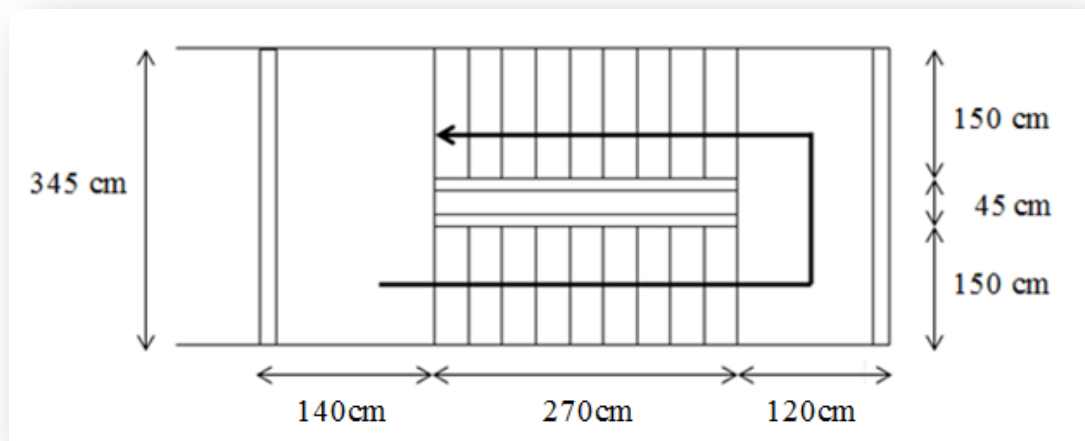


Figure III.15. Escalier -vue en plan-

III.5.1.calcul des sollicitations :

Pour une bonde de 1 m de largeur

➤ **Combinaison d'actions :**

1-paillasse:

$$G = 9,32 \text{ KN/m}^2 = 9,32 \times 1 = 9,32 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2 = 2,50 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml.}$$

ELU: $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$

$$q_{u1} = 1,35(9,32) + 1,5(2,5)$$

$$\mathbf{q_{u1} = 16,33 \text{ KN/ml}}$$

ELS: $q_{ser1} = G + Q$

$$q_{ser1} = 9,32 + 2,5$$

$$\mathbf{q_{ser1} = 11,82 \text{ KN/ml.}}$$

2-palier de repos:

$$G = 6,2 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 6,2 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

ELU: $q_{u2} = 1,35G + 1,5Q$

$$q_{u2} = 1,35 \times 6,2 + 1,5 \times 2,5$$

$$\mathbf{q_{u2} = 12,12 \text{ KN/ml}}$$

ELS: $q_{ser2} = G + Q$

$$q_{ser2} = 6,2 + 2,5$$

$$\mathbf{q_{ser2} = 8,7 \text{ KN/ml.}}$$

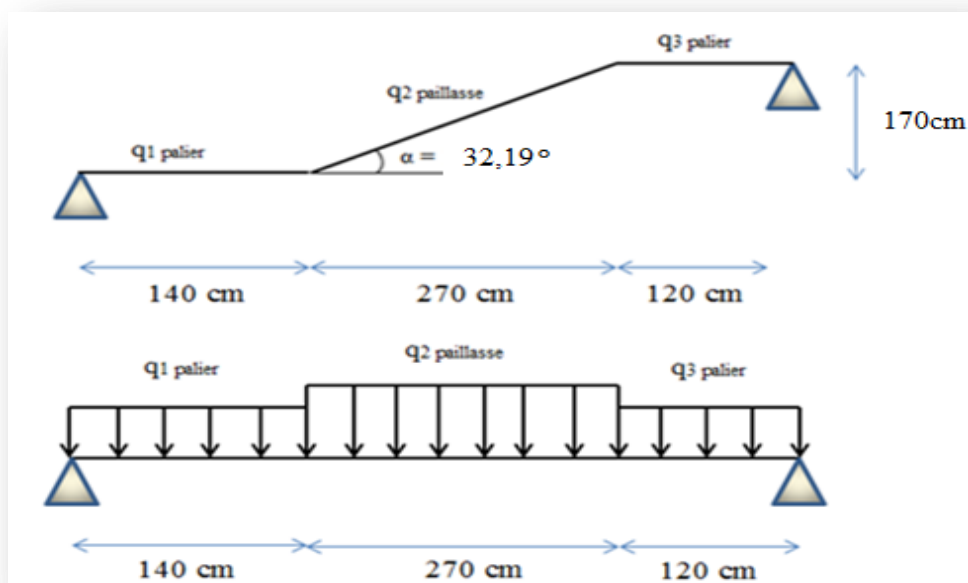


Figure III.16. Schéma statique d'escaliers

➤ **calcul de la charge équivalente:**

$$q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_{u\text{éq}} L_i}{\sum L_i}$$

ELU:

$$q_{u\text{éq}} = \frac{\sum q_{ui} \times L_i}{\sum L_i} = \frac{(1,40 \times 12,12) + (2,70 \times 16,33) + (1,20 \times 12,12)}{1,40 + 2,70 + 1,20}$$

$$q_{u\text{éq}} = 14,26 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_{s\text{éq}} = \frac{\sum q_{ser} \times L_i}{\sum L_i} = \frac{(1,40 \times 8,7) + (2,70 \times 11,82) + (1,20 \times 8,7)}{1,40 + 2,70 + 1,20}$$

$$q_{s\text{éq}} = 10,29 \text{ KN/ml.}$$

III.5.2.Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bande de 1ml, une épaisseur de 20cm

$$\text{Les dimensions des sections} \quad \left\{ \begin{array}{l} h=20\text{cm} \\ b=100\text{cm} \\ d=17\text{cm} \end{array} \right.$$

- **Correction des moments :**

➤ **L'E.L.U :**

$$M_0 = \frac{q_{u\text{éq}} l^2}{8} = 14,26 \times \frac{5,3^2}{8} \Rightarrow M_0 = 50,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_A = M_B = 0,3M_0$$

$$M_A = 0,3 \times 50,07 \Rightarrow M_A = 15,02 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$M_t = 0,85 \times 50,07 \Rightarrow M_t = 42,56 \text{ KN.m}$$

➤ **L'E.L.S :**

$$M_0 = \frac{q_{s\text{éq}} l^2}{8} = 10,29 \times \frac{5,3^2}{8} \Rightarrow M_0 = 36,13 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_A = M_B = 0,3M_0$$

$$M_A = 0,3 \times 36,13 \Rightarrow M_A = 10,84 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$M_t = 0,85 \times 36,13 \Rightarrow M_t = 30,71 \text{ KN.m}$$

a) En travée :

✓ Armature principale :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{42,56 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14,17} = 0,104$$

$$\alpha_r = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha_r = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,103)}) = 0,137$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_r) \dots \dots \dots (\text{page 124})$$

$$Z = 17 \times (1 - (0,4 \times 0,137)) = 16,07 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{42,56 \times 10^6}{160,7 \times 348} = 7,61 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 170 \times 1000 \times 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7,61 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 7,61 \text{ cm}^2$

Le choix : **6HA 14** $\Rightarrow A_s = 9,23 \text{ cm}^2$

✓ Armatures de répartition :

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

$$A_r = \frac{9,23}{4} \Rightarrow A_r = 2,30 \text{ cm}^2$$

Le choix : **4HA10** $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements :**

✓ **Des armatures principales :** (art A.8.2.42 BAEL DTU 18-702 ;P70)

$$s_t \leq \min(3h, 33)\text{cm} \Rightarrow S_{t \max} \leq \min(3 \times 20 ; 33)\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{1\text{m}}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{6} = 16\text{cm}$$

$$S_t < S_{t \max}$$

$$\text{Donc : } S_t = 16 \text{ cm}$$

✓ **Des armatures transversales :** (art A.8.2.42 BAEL DTU 18-702 ;P70)

$$s_t \leq \min(4h, 45)\text{cm} \Rightarrow S_{t \max} \leq \min(4 \times 20 ; 45)\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_{t \max} \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{1\text{m}}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$S_t < S_{t \max}$$

$$\text{Donc : } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) En appuis :

✓ **Armature principale :**

$$\mu = \frac{M_A}{b \cdot d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{15,02 \times 10^6}{1000 \times 170^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,036$$

$$\Rightarrow \mu = 0,036 \leq 0,186$$

$$\alpha_r = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha_r = 0,046$$

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

$$\Rightarrow Z = 16,68$$

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

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{15,02 \times 10^6}{166,8 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 2,58 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 170 \times 1000 \times 2,1}{400}$$

$$A_{st} = 2,58 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 2,58 \text{ cm}^2$

Le choix : **4HA 10** $\Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures de répartition :**

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

$$A_r = \frac{3,14}{4} \Rightarrow A_r = 0,78 \text{ cm}^2$$

Le choix : **4HA8** $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul des espacements :**

✓ **Des armatures principales :**

$$s_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \Rightarrow S_{t \max} \leq \min(3 \times 20 ; 33) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t \max} \leq 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{nombre des barres}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t < S_{t \max}$$

Donc : $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Des armatures transversales :**

$$s_t \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow S_{t \max} \leq \min(4 \times 20 ; 45) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t \max} \leq 45 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{nombre des barres}} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t < S_{t \max}$$

Donc : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Tableau III.6. Les résultats de calcul

Section	M (KN.m)	μ	Z (cm)	$A_{st (cal)}$ (cm ²)	$A_{st (min)}$ (cm ²)	$A_{st (adob)}$ (cm ²)	Esp _{st} (cm)	$A_{r(cal)}$ (cm ²)	$A_{st (adob)}$ (cm ²)	Esp _r (cm)
Appuis	15,02	0,036	16,68	2,58	2,05	4HA10 3,14	25	0,78	4HA8 2,01	25
Travée	42,56	0,104	16,07	7,61	2,05	6HA14 9,23	16	2,3	4HA10 3,14	25

III.5.3. Les Vérifications :

a) à L'ELU:

➤ Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_u = q_u \frac{l}{2}$$

$$V_u = 14,26 \times \frac{5,30}{2} = 37,79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{37,79 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0,222 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables on a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5}, 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,222 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) à l'E.L.S :

➤ Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- En travée :

o Position de l'axe neutre (y) :

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

$$\frac{100}{2} y^2 + 15(9,23 + 0)y - 15(9,23 \times 17) = 0 \Rightarrow y = 5,61 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0$$

$$I = \frac{100}{3} \times 5,61^3 + 15 \times 9,23 \times (17 - 5,61)^2$$

$$\Rightarrow I = 23846,69 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{30,71 \times 10^6 \times 56,1}{23846,69 \times 10^4} = 7,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,22 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **En Appuis :**

○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(3,14 + 0)y - 15(3,14 \times 17) = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 3,55 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3,55^3 + 15 \times 3,14 \times (17 - 3,55)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 10011,80 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{10,84 \times 10^6 \times 35,5}{10011,80 \times 10^4} = 3,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,84 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.5.4.Vérification de la flèche :

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{0,2}{5,30} = 0,037 \geq \max\left(0,0625; \frac{42,56}{10 \times 50,07} = 0,085\right) \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\Rightarrow \frac{9,23}{100 \times 17} = 0,0054 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

La 1^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche:

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

f_{gv} et f_{gi} : sont les flèches différées et instantanée dues à l'ensemble des charge permanentes.

f_{ji} : la flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements

f_{pi} : la flèche instantanée due a l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation Il faut que:

$$\Delta_f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \Delta_f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{530}{1000} = 1,03 \text{ cm (B.A.E.L91/99 art B.6.5.3 page 97)}$$

○ **Évaluation des charges à L'ELS :**

$$G_{\text{éq}} = \frac{G_{\text{paillasse}}L_1 + G_{\text{palier}}L_2 + G_{\text{palier}}L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$G_{\text{éq}} = \frac{(9,32 \times 2,7) + (6,2 \times 1,4) + (6,2 \times 1,2)}{2,7 + 1,4 + 1,2} \Rightarrow G_{\text{éq}} = 7,79 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{éq}} = \frac{Q_{\text{paillasse}}L_1 + Q_{\text{palier}}L_2 + Q_{\text{consol}}L_3}{L_1 + L_2 + L_3 +}$$

$$Q_{\text{éq}} = \frac{(2,5 \times 2,7) + (2,5 \times 1,4) + (2,5 \times 1,2)}{2,7 + 1,4 + 1,2} \Rightarrow Q_{\text{éq}} = 2,50 \text{ KN/m}$$

$$G_g = G_{\text{éq}} = 7,79 \text{ KN/m}$$

$$G_j = G_{\text{éq}} - G_{\text{garde cours}}$$

$$G_j = 7,79 - 0,1 \Rightarrow G_j = 7,69 \text{ KN/m}$$

$$P = G_{\text{éq}} + Q_{\text{éq}}$$

$$P = 7,79 + 2,50 \Rightarrow P = 10,29 \text{ KN/m}$$

P : l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations.

G : l'ensemble des charges permanentes.

J : charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements.

○ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_p = 0,85 \times \frac{P \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{10,29 \times 5,3^2}{8} = 30,71 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,85 \times \frac{g \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{7,79 \times 5,3^2}{8} = 23,25 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 0,85 \times \frac{j \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{7,69 \times 5,3^2}{8} = 22,95 \text{ KN.m}$$

○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(9,23 + 0)y - 15(9,23 \times 17) = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 5,61 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$I = \frac{100}{3} \times 5,61^3 + 15 \times 9,23 \times (17 - 5,61)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 23846,69 \text{ cm}^4$$

○ **Calcul des Contraintes:**

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 30,71 \times 10^6}{23846,69 \times 10^4} (170 - 56,1) = 220,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 23,25 \times 10^6}{23846,69 \times 10^4} (170 - 56,1) = 166,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 22,95 \times 10^6}{23846,69 \times 10^4} (170 - 56,1) = 164,42 \text{ MPa}$$

○ **Calcul de λ_i , λ_v et μ :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{avec :} \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{9,23}{100 \times 17} = 0,005$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,005 \left(2 + 3 \frac{100}{100}\right)} = 4,2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,68$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,005) \times 220,02 + 2,1} = 0,43$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,005) \times 166,57 + 2,1} = 0,32$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,005) \times 164,42 + 2,1} = 0,31$$

- **l'inertie de la section totale homogène:**

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

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \times 9,23 \times \left(\frac{20}{2} - 3\right)^2 \Rightarrow I_0 = 73450,71 \text{ cm}^4$$

- **Moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi(p)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1,1 \times 73450,71}{1 + 4,2 \times 0,43} = 28793,93 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1,1 \times 73450,71}{1 + 4,2 \times 0,32} = 34469,19 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv(g)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1,1 \times 73450,71}{1 + 1,68 \times 0,32} = 52546,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(j)} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1,1 \times 73450,71}{1 + 4,2 \times 0,31} = 35098,08 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- ✓ **Les flèches :**

$$f_{pi} = \frac{Mpl^2}{10 E_i I_{fi(p)}} = \frac{30,71 \times 5,3^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 28793,93 \times 10^4} = 0,93 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{Mgl^2}{10 E_i I_{fi(g)}} = \frac{23,25 \times 5,3^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 34469,19 \times 10^4} = 0,59 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{Mgl^2}{10 E_{vi} I_{fv(g)}} = \frac{23,25 \times 5,3^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818,86 \times 52546,68 \times 10^4} = 1,14 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{Mjl^2}{10 E_i I_{fi(j)}} = \frac{22,95 \times 5,3^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 35098,08 \times 10^4} = 0,57 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \Rightarrow (1,14 - 0,57) + (0,93 - 0,59)$$

$$\Delta_f = 0,91 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 1,03 \text{ cm} > \Delta_f = 0,91 \text{donc la flèche est vérifiée.}$$

III.5.5.Schéma de ferrailage de l'escalier :

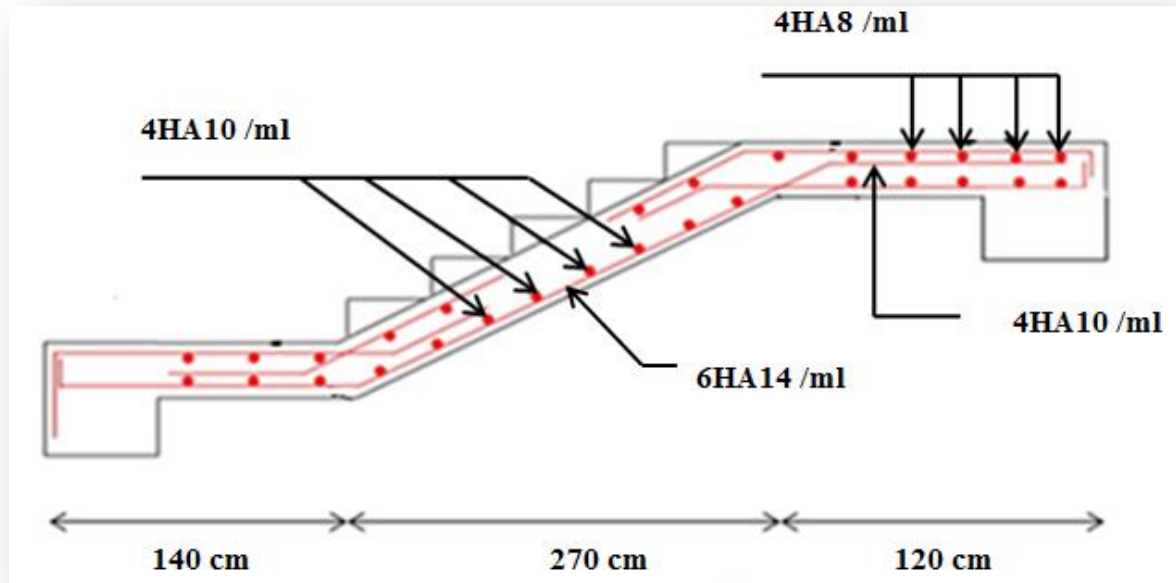


Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.5.6.Etude de la poutre palier :

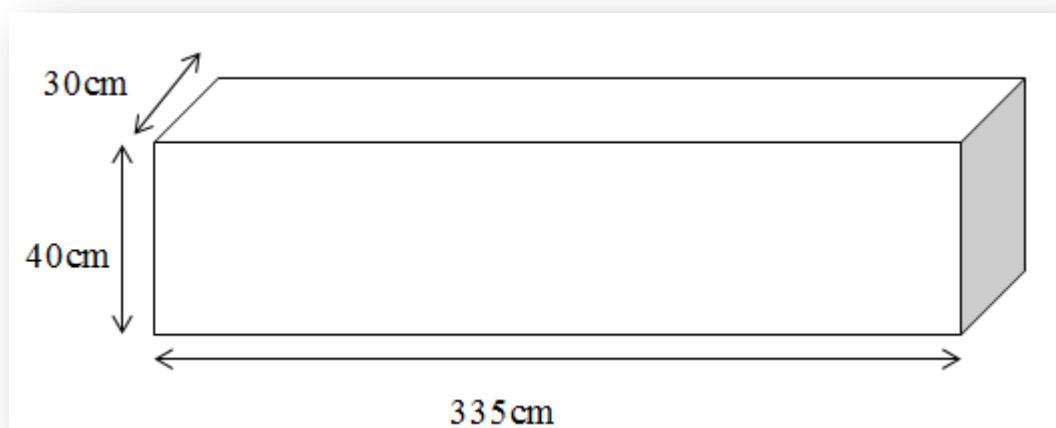


Figure III.18. Poutre palier

III.5.6.1.Sollicitation de calcul de la poutre palière :

➤ **Évaluation des charges :**

La poutre palière est soumise à :

Poids propre : $PP = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Poids propre de mur extérieur : $(3,06 - 0,40) \times 2,81 = 7,47 \text{ KN/ml}$

Réaction des escaliers :

$$\checkmark \text{ à L'ELU : } q_{u \text{ éq}} = 14,26 \text{ KN/m} \Rightarrow R_a = R_b = 37,789 \text{ KN/m}$$

$$\checkmark \text{ à L'ELS : } q_{s \text{ éq}} = 10,29 \text{ KN/m} \Rightarrow R_a = R_b = 27,268 \text{ KN/m}$$

➤ **Combinaison des charges :**

$$\checkmark \text{ à L'ELU : } q_u = 1,35(PP + P_{\text{mur ext}}) + R_a$$

$$\Rightarrow q_u = 1,35(3 + 7,47) + 37,789 = 51,92 \text{ KN/m}$$

$$\checkmark \text{ à L'ELS : } q_s = (PP + P_{\text{mur ext}}) + R_a$$

$$\Rightarrow q_s = (3 + 7,47) + 27,268 = 37,74 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des moments :**

Les moments isostatiques sont :

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

✓ à L'ELU :

$$M_0 = 72,83 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 61,90 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_0 = 21,85 \text{ KN.m}$$

✓ à L'ELS :

$$M_0 = 52,94 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 45 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_0 = 15,88 \text{ KN.m}$$

III.5.6.2. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU.

$$\text{Les dimensions des sections} \quad \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ d = 38 \text{ cm} \end{array} \right.$$

a) **En travée :**

➤ **Armature principale :**

$$M_t = 61,90 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{61,90 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14,17} = 0,10 \Rightarrow \mu = 0,10 < 0,186 \text{ (pivot A)}$$

$$\alpha_r = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow \alpha_r = 0,132$$

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

$$\Rightarrow Z = 36 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{61,90 \times 10^6}{360 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 4,94 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 380 \times 300 \times 2,1}{400}$$

$$A_{st} = 4,94 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 4,94 \text{ cm}^2$

Le choix : **5 HA12** $\Rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

b) En appuis :

➤ **Armature principale :**

$$M_a = 21,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{21,85 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,035$$

$$\alpha_r = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow \alpha_r = 0,044$$

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

$$Z = 37,33 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{21,85 \times 10^6}{373,3 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 380 \times 300 \times 2,1}{400} = 1,376 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 1,68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,376 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 1,68 \text{ cm}^2$

Le choix : **3HA10** $\Rightarrow A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

c) Armatures de répartition :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) \quad (\text{CBA93 Article A.5.1.2.2})$$

ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1,14; 1; 3) \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On choisit un étrier avec $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

d) Espacement :

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right\} = \left\{\frac{40}{4}; 12 \times 0,8; 30\text{cm}\right\} = 9,6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 9 \text{ cm.}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h = 0,8 \text{ m}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

Tableau III.7. Les résultats de calcul

Section	M (KN.m)	μ	Z (cm)	A_{st} (cal) (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{st} (adob) (cm ²)	A_r (adob) (cm ²)
Appuis	21,85	0,035	37,33	1,68	1,376	3HA10	4T8
						2,35	2,01
Travée	61,90	0,10	36,00	4,94	1,376	5HA12	4T8
						5,65	2,01

III.5.6.3. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_u = q_u \frac{l}{2}$$

$$V_u = 51,92 \times \frac{3,35}{2} = 86,96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{86,96 \times 10^3}{380 \times 300} = 0,76 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu préjudiciables on a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.5.6.4. Calcule de la poutre palier à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier :

$$M_t = M_a \text{ (escalier)} = 14,90 \text{ KN.m.}$$

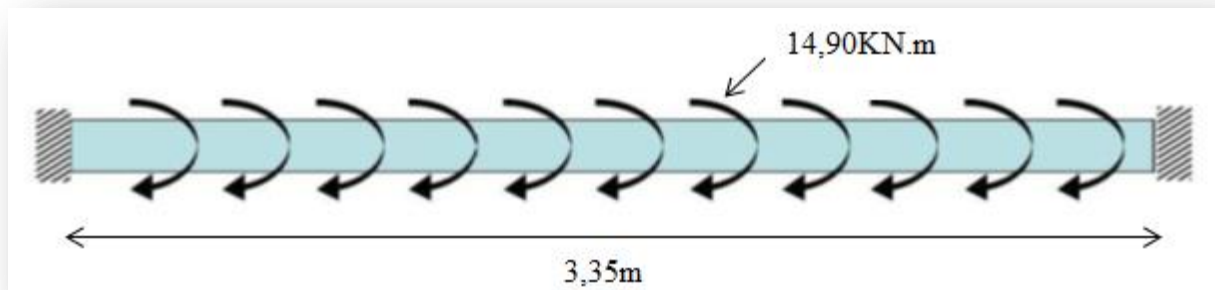


Figure III.19. La poutre à la torsion

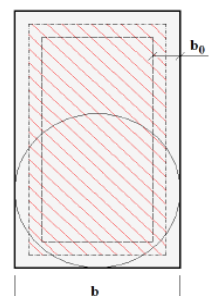
a) Contraintes tangentes de torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée99, On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0} \text{ (Formule de Rausch)}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 15,02 \text{ KN.m}$)

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



Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{15,02 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 50} = 1,71 \text{ MPa}$$

b) Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u \text{ limite}})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0,76^2 + 1,71^2 = 3,50 \leq 3,33^2 = 10,09 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c) Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{1200 \times 15,02 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 348} = 2,95 \text{ cm}^2$$

d) Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{S_t \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{200 \times 15,02 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 348} = 0,49$$

e) Section minimale des armatures :

- 1) $\frac{A_l \times f_e}{U \times b_0} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{295 \times 400}{1200 \times 50} = 1,96 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 2) $\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{49 \times 400}{200 \times 50} = 1,96 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

III.5.6.5. Les armatures totales :

a) Armatures longitudinales :

$$A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + A_l^{\text{tor}}$$

Tableau III.8. Valeurs des Armatures longitudinales.

	A_l^{fl} (cm^2)	A_l^{tor} (cm^2)	A_l^{tot} (cm^2)	A_l^{adob} (cm^2)
Appuis	2,35	2,95	5,25	5HA12
				5,65
Travée	5,65	2,95	8,6	5HA14+ 1HA12 8,82

b) Armatures transversales:

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}} = 1,5 + 0,49 = 1,99 \text{ cm}^2$$

Donc soit : $A_t^{\text{tot}} = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

III.5.6.6.Vérification à l'E.L.S :

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{30}{2}y^2 + 15(8,82 + 0)y - 15(8,82 \times 38) = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 14,42 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$I = \frac{30}{3} \times 14,42^3 + 15 \times 8,82 \times (38 - 14,42)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 103545,40 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{61,90 \times 10^6 \times 144,2}{103545,40 \times 10^4} = 8,62 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8,62 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- **En Appuis :**

○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{30}{2}y^2 + 15(5,65 + 0)y - 15(5,65 \times 38) = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 12,09 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 \quad ; \quad A' = 0$$

$$I = \frac{30}{3} \times 12,09^3 + 15 \times 5,65 \times (38 - 12,09)^2 \quad \Rightarrow \quad I = 74566,78 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{21,85 \times 10^6 \times 120,9}{74566,78 \times 10^4} = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,54 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.5.6.7. Vérification de la flèche :

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{0,4}{3,35} = 0,12 \geq \max\left(0,0625; \frac{61,90}{10 \times 72,83} = 0,085\right) \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\Rightarrow \frac{8,82}{30 \times 38} = 0,0077 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.5.6.8. Schéma de ferrailage de la poutre palier :

Tableau III.9. Section de ferrailage de poutre palier

	Travée	Appuis
P.Palier	<p>30cm</p> <p>40cm</p> <p>3HA12</p> <p>4T8</p> <p>5HA14</p> <p>1HA12</p>	<p>30cm</p> <p>40cm</p> <p>5HA12</p> <p>4T8</p> <p>3HA14</p>



Chapitre IV



Etude sismique

IV.1.Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques algériennes **RPA99/version 2003**.

IV.2. Choix de la méthode de calcul (art 4.1 RPA99/2003 ; P33)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques. Ces forces peuvent être déterminées par l'une des trois méthodes suivantes :

- Par méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente : (art 4.2 RPA99/2003 ; P33)

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant la structure :

- ✓ Une ductilité suffisante.
- ✓ La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismique majeure.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes : le bâtiment étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur ne dépassant pas 65m en zone I et II_a et à 30m en zone II_b et III.

- Dans cette étude, notre bâtiment est situé en zone II_a et de hauteur h= 18,87 m < 65m

La condition est vérifiée.

- ✓ **Régularité en plan :** (art 3.5.1.a RPA99/2003 ; P30)

$$\frac{l_1 + L_2}{L} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{3,80 + 3,50}{13,00} \leq 0,25 \Rightarrow 0,56 > 0,25 \dots \dots \dots \text{La condition est non vérifiée.}$$

Donc le bâtiment classé non régulière en plant

✓ **Régularité en élévation** (art 3.5.1.b RPA99/2003 ; P31)

Il n'est aucun décrochement en élévation dans le bâtiment donc classée régulière en élévation.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on doit calculer la force sismique totale appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente pour la comparée avec celle donnée par la méthode dynamique.

On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul la force sismique :** (art 4.2.3 RPA99/2003 ; P34)

Dans cette méthode, l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de la zone

D : facture d'amplification dynamique moyen

Q: facture de qualité

R: coefficient de comportement global de la structure

W: poids totale de la structure

✓ **Coefficient d'accélération :**

Le Coefficient d'accélération en zone II_a est donné par le tableau (4.1) de RPA99/Version 2003 Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Pour un groupe d'usage 2 en zone II_a on a : **A = 0,15**

✓ **facture d'amplification dynamique moyen :**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique :

ξ = 7% → contreventement mixte (voile – portique)

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7\%)}} = 0,882 \geq 0,7$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7]. On a pour un site 2 $\rightarrow T_2 = 0,4$ sec.

T : la période fondamentale de la structure $T = C_T h_N^{3/4}$; $T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$

Remarque : on prend la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux formules.

D : la dimension du bâtiment mesurée.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_N = 18,87$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] pour les contreventements assurés partiellement ou totalement par des voiles en béton armé $\rightarrow C_T = 0,05$.

Donc : $T = 0,05 \times 18,87^{3/4} = 0,45$ sec.

$\Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,45}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 2,03$

✓ **facture de qualité :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfaite ou non.

Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau [4.4]

Tableau IV.1. Valeur de P_q sans X-X

Critère de quantité q	P_q		
	Observé	Non observé	Valeur
1- Condition minimale sur les files de contreventement		X	0,05
2- Redondance en plan	X		0
3- Régularité en plan		X	0,05
4- Régularité en élévation	X		0
5- Contrôle de la qualité des matériaux	X		
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	X		0
			$\sum P_q = 0,1$

Donc : $Q_x = 1,1$

Tableau IV. 2. Valeur de P_q sans Y-Y

Critère de quantité q	P_q		
	Observé	Non observé	Valeur
1- Condition minimale sur les files de contreventement	X		0
2- Redondance en plan	X		0
3- Régularité en plan		X	0,05
4- Régularité en élévation	X		0
5- Contrôle de la qualité des matériaux	X		0
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	X		0
			$\sum P_q = 0,05$

Donc : $Q_Y = 1,05$

✓ **coefficient de comportement global de la structure :**

Pour une structure en béton armé mixte (voile + portiques), On a : $R = 5$

✓ **Poids total de la structure :**

W : poids total de la structure égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad i=1,2,3,\dots,n$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

β : coefficient de pondération qui dépend de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau [4.5]

$W = 751013,49$ Kg (valeur donnée par logiciel ROBOT avec voile)

Donc :

La force sismique sans X :

$$V_X = \frac{0,15 \times 2,03 \times 1,1}{5} \times 7510,1349 \Rightarrow V_X = 503,10 \text{ KN}$$

La force sismique sans Y:

$$V_Y = \frac{0,15 \times 2,03 \times 1,05}{5} \times 7510,1349 \Rightarrow V_Y = 480,23 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale : (art 4.3 RPA99/2003 ; P44)**IV.2.2.1.Introduction :**

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de charge sismique de calcul la plus défavorable.

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.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.2.2. Résultats trouvée par logiciel ROBOT :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse est le progiciel (groupe de logiciels) ROBOT structural analyses Professional 2014.

Le système ROBOT est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le ROBOT permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par le ROBOT est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les principales caractéristiques du progiciel ROBOT sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contrainte,.....etc)
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure grâce à une large gamme de solveurs dynamique.

IV.2.2.3. Vérification le période :

➤ Modélisation sans voiles :

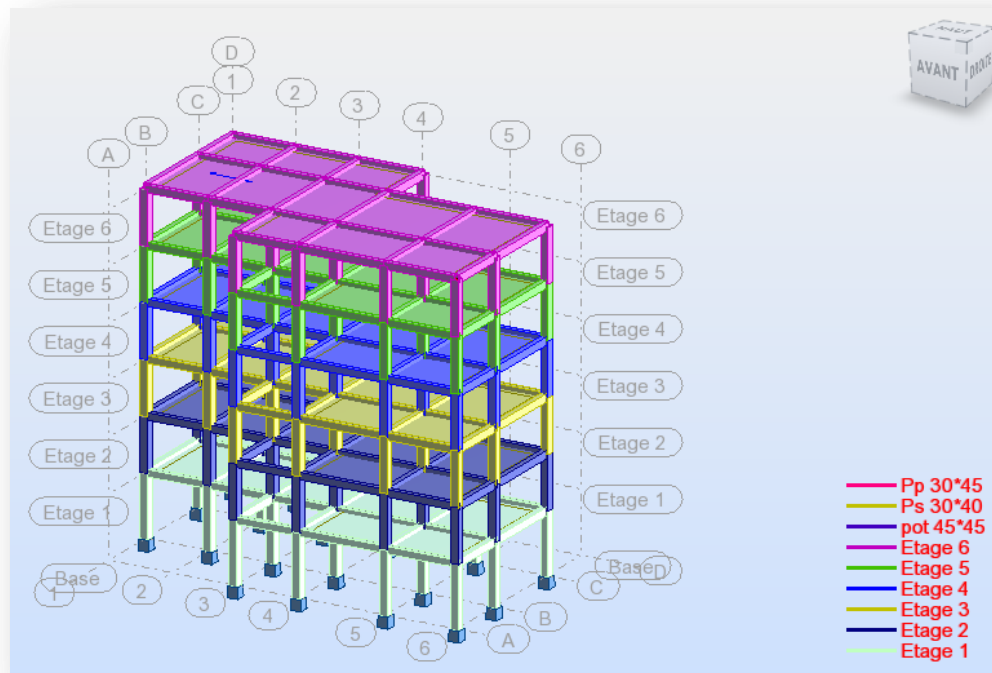


Figure IV.1. Vue générale du modèle

✓ Résultats de l'analyse dynamique par **ROBOT**

Tableau IV.3. les facteurs de participation massique de chaque modèle.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,56	0,64	49,65	27,61	49,65	27,61
2	1,59	0,63	83,37	73,97	33,72	46,36
3	1,99	0,50	84,03	84,05	0,66	10,08
4	4,99	0,20	88,98	88,27	4,95	4,22
5	5,09	0,20	94,09	93,15	5,11	4,88
6	6,37	0,16	94,19	94,39	0,10	1,24
7	9,23	0,11	95,62	96,04	1,42	1,65
8	9,49	0,11	97,69	97,40	2,08	1,36
9	11,80	0,08	97,74	97,81	0,05	0,41
10	14,34	0,07	98,15	98,69	0,41	0,88
11	14,82	0,07	99,24	99,10	1,09	0,41
12	15,88	0,06	99,24	99,10	0,00	0,00
13	16,83	0,06	99,24	99,10	0,00	0,00
14	18,01	0,06	99,24	99,10	0,00	0,00

- Constatation

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,64$ s.

2°/ 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

4°/ La participation massique dépasse le seuil de 90% au 5^{ème} mode (Selon le RPA99).

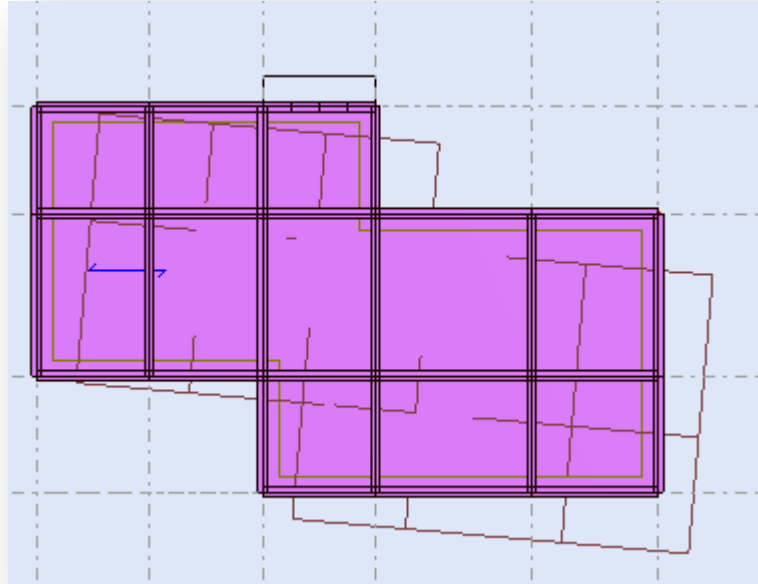


Figure IV.2. 1^{er} mode - Vue déformée

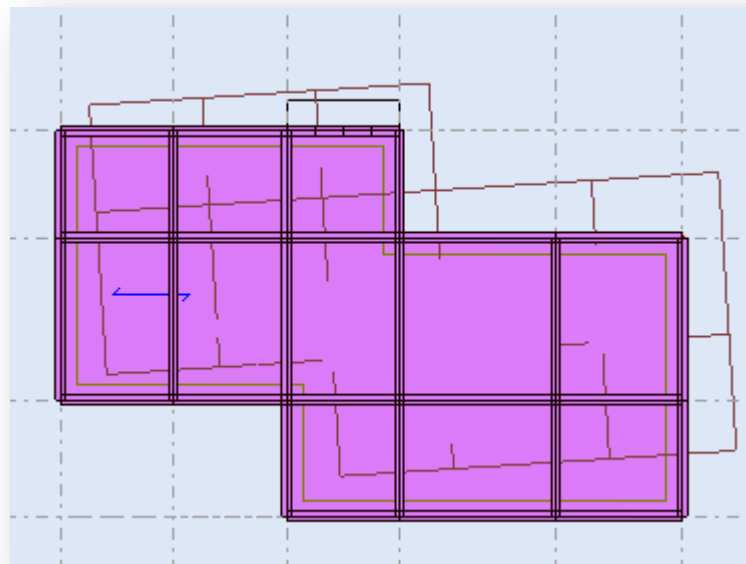


Figure IV.3 . 2^{ème} mode - Vue déformée

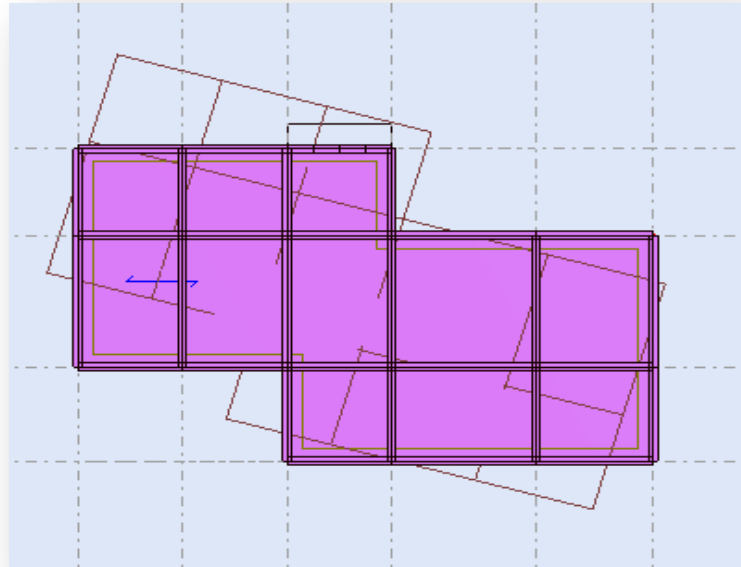


Figure IV.4 : 3^{ème} mode - Vue déformée

- **Interprétation**

1°/ La période fondamentale $T=0,64s$ est supérieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,45s.$$

$$T = 0,64s > 1,30 \times 0,45 = 0,585s$$

- **Remarque :**

En remarque qu'il faut diminuer la période il devient donc impératif de rigidifier Notre structure Par l'addition des voiles avec prise en compte les conditions (RPA article 3.4. A.4)

➤ **Modélisation avec voiles :**

- **Caractéristique géométrique des Voiles**

$e = 20\text{cm}$; longueur des voiles (L) : $L = 140\text{ cm}$; Poteau : $h = 45\text{cm}$, $b = 45\text{cm}$

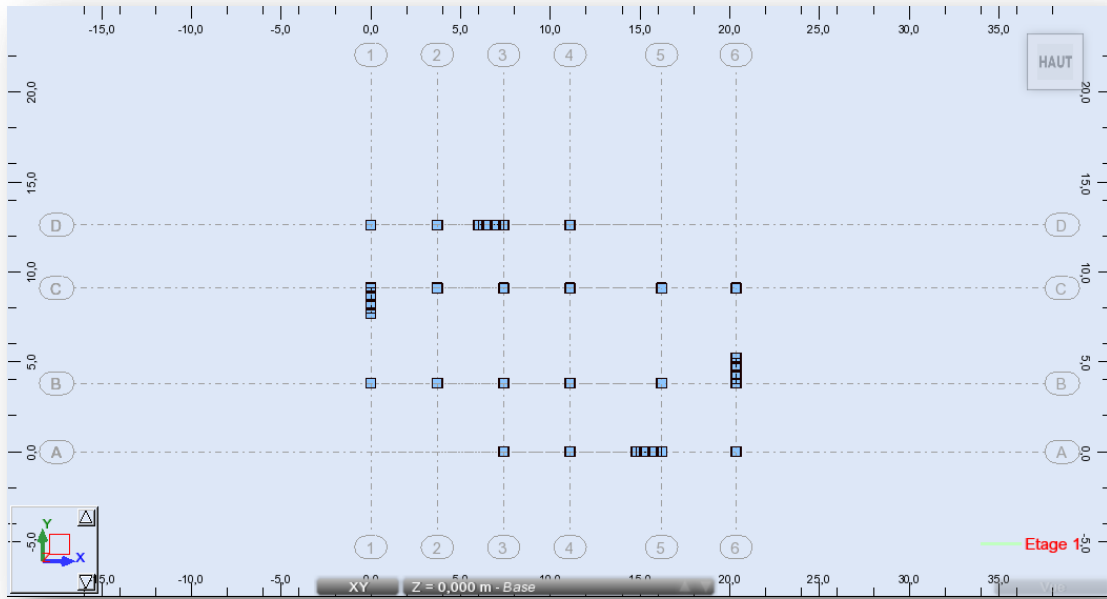


Figure IV.5. Disposition des voiles

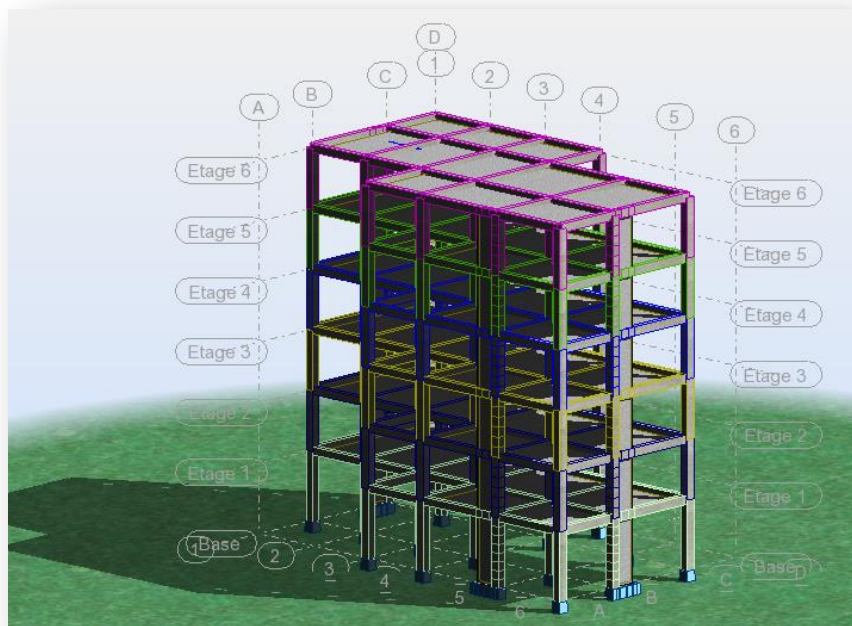


Figure IV.6. Vue générale avec voile

✓ Après l'analyser par ROBOT, en obtint les résultats présentés dans le tableau IV.5

Tableau IV.4. Résultat de l'analyse dynamique par logiciel ROBOT

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,90	0,53	72,32	7,45	72,32	7,45
2	1,94	0,52	80,17	78,00	7,85	70,55
3	2,72	0,37	80,21	80,28	0,04	2,28
4	6,52	0,15	90,99	81,54	10,79	1,26
5	6,64	0,15	92,31	92,17	1,32	10,63
6	9,61	0,10	92,32	92,43	0,01	0,26
7	13,26	0,08	96,64	92,78	4,31	0,35
8	13,54	0,07	97,00	96,96	0,37	4,18
9	16,02	0,06	97,00	96,96	0,00	0,00
10	16,87	0,06	97,00	96,96	0,00	0,00
11	18,11	0,06	97,00	96,96	0,00	0,00
12	19,52	0,05	97,00	96,96	0,00	0,00
13	20,37	0,05	97,00	97,05	0,00	0,08
14	21,24	0,05	98,74	97,06	1,74	0,02

- **Constatation**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,53$ s.

2°/ 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

4°/ La participation massique dépasse le seuil de 90% au 5^{ème} mode (Selon le RPA99).

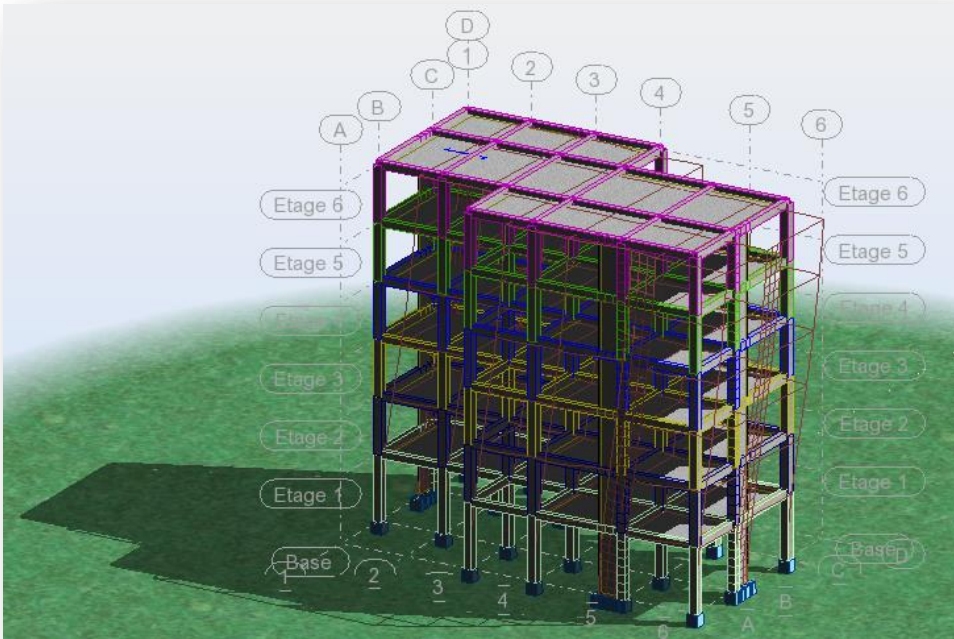


Figure IV.7. 1^{er} mode - Vue déformée

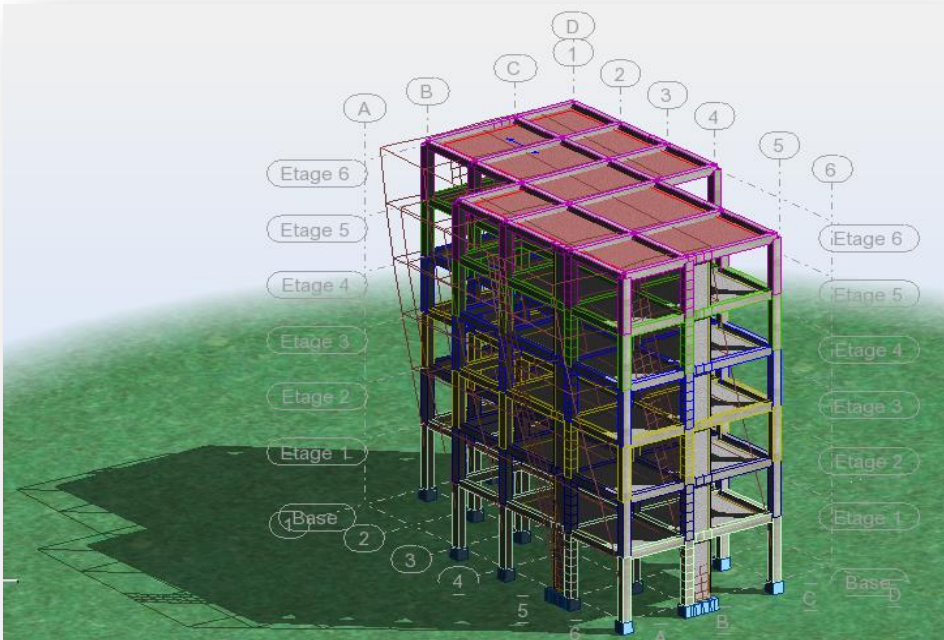


Figure IV.8. 2^{ème} mode - Vue déformée

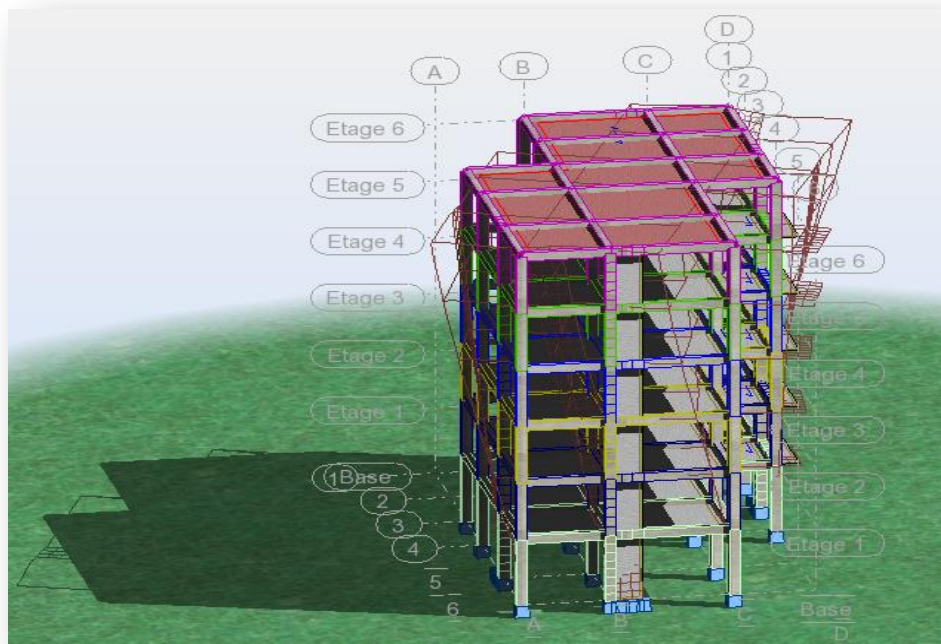


Figure IV.9. 3^{ème} mode – Vue déformée

- **Interprétation**

La période fondamentale $T=0,53$ s est inférieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,45\text{s.}$$

$$T = 0,53\text{s} < 1,30 \times 0,45 = 0,585\text{s}$$

IV.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003

IV.3.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à ce que stipule l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces Sismiques à la base V_{dy} , 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 .

Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces.

	V (KN)	0.8V (KN)	V_{dy} (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	503,10	402,48	550,91	Vérifiée
Sens yy	480,23	384,18	573,90	Vérifiée

IV.3.2. Vérification des déplacements :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec: $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4).

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x)

Niv	Sens x-x					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	1,0% (h_k)	
1	0,4	1,6	0	1,6	3,57	Vérifié
2	1,0	4	1,6	2,4	3,06	Vérifié
3	1,7	6,8	4	2,8	3,06	Vérifié
4	2,3	9,2	6,8	2,4	3,06	Vérifié
5	2,8	11,2	9,2	2	3,06	Vérifié
6	3,1	12,4	11,2	1,2	3,06	Vérifié

Tableau IV.7. Vérification des déplacements. (Sens Y-Y)

Niv	Sens y-y					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	1,0% (h_k)	
1	0,5	2,0	0	2,0	3,57	Vérifié
2	1,2	4,8	2,0	2,8	3,06	Vérifié
3	1,9	7,6	4,8	2,8	3,06	Vérifié
4	2,6	10,4	7,6	2,8	3,06	Vérifié
5	3,1	12,4	10,4	2,00	3,06	Vérifié
6	3,6	14,4	12,4	2,00	3,06	Vérifié

IV.3.3. Vérification de l’effort normal réduit :

L’effort normal réduit doit être vérifié, afin d’éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B \times F_c \times 28} \leq 0.3 \quad (\text{art 7.4.3.1 RPA99/2003 ; P63})$$

Tableau IV.8. Vérification de l’effort normal réduit.

Niv	N_d (KN)	Type de Poteau	B (cm ²)	ϑ	Remarque
1	1537,211	45*45	2025	0,3	Vérifiée

IV.3.4. Justification vis-à-vis de l’effet P- Δ : (art 5.9 RPA99/2003 ; P51)

Les effets du deuxième ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_k = \sum F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(\theta_k - 1)$.

Si $\theta_k \geq 0,2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.9. l'effet de P- Δ , sens X-X

Niv	Sens x-x						Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	F_k (KN)	V_k (KN)	θ	
1	357	7510,13	1,6	546,93	2448,37	0,013	Vérifié
2	306	6320,53	2,4	521,31	1901,44	0,026	Vérifié
3	306	5130,93	2,8	473,33	1380,13	0,034	Vérifié
4	306	3941,33	2,4	401,98	906,80	0,034	Vérifié
5	306	2751,73	2,0	308,92	504,82	0,035	Vérifié
6	306	1562,13	1,2	195,90	195,90	0,031	Vérifié

Tableau.IV.10. l'effet de P- Δ , sens Y-Y

Niv	Sens y-y						Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	F_k (KN)	V_k (KN)	θ	
1	357	7510,13	2,0	565,54	2531,12	0,016	Vérifié
2	306	6320,53	2,8	539,49	1965,58	0,029	Vérifié
3	306	5130,93	2,8	489,39	1426,09	0,033	Vérifié
4	306	3941,33	2,8	415,66	936,70	0,038	Vérifié
5	306	2751,73	2,0	319,27	521,04	0,034	Vérifié
6	306	1562,13	2,0	201,77	201,77	0,050	Vérifié

On remarque que la condition $\theta \leq 0,10$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2^o ordre peuvent être négligés.

IV.3.5. Justification de l'interaction voiles-portiques :

➤ **Sous charges verticales :**

Les RPA99/2003 (Art3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.12.

Tableau IV.11. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niv	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	F _z (KN)	F _z (Portiques)	F _z (Voiles)	Portiques(%)	Voiles (%)
1 ^{er} Niv	18425,157	15749,727	2675,430	85,48	14,52
2 ^{ème} Niv	15162,414	13061,056	2101,358	86,20	13,80
3 ^{ème} Niv	12167,444	10488,591	1678,853	86,20	13,80
4 ^{ème} Niv	9172,473	7931,513	1240,960	86,47	14,53
5 ^{ème} Niv	6177,503	5381,331	796,172	87,11	12,89
6 ^{ème} Niv	3182,533	2836,753	345,780	89,13	10,87

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux

➤ **Sous-charges horizontales :**

Les RPA99/2003 (Art3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.12. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles Sens X-X

Niv	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	F _x (KN)	F _x (Portiques)	F _x (Voiles)	Portiques (%)	Voiles (%)
1 ^{er} Niv	546,934	312,167	234,766	57,08	42,92
2 ^{ème} Niv	521,317	368,568	152,748	70,70	29,30
3 ^{ème} Niv	473,334	376,317	97,017	79,50	20,50
4 ^{ème} Niv	401,985	337,227	64,758	83,89	16,11
5 ^{ème} Niv	308,919	266,961	41,958	86,42	13,58
6 ^{ème} Niv	236,391	216,148	20,243	91,43	8,57

Tableau IV.13. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles Sens Y-Y

Niv	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	F _y (KN)	F _y (Portiques)	F _y (Voiles)	Portiques (%)	Voiles (%)
1 ^{er} Niv	565,539	321,669	243,870	56,88	13,12
2 ^{ème} Niv	539,493	398,068	141,224	73,78	14,22
3 ^{ème} Niv	489,392	404,214	85,179	82,59	17,41
4 ^{ème} Niv	415,661	360,176	55,486	86,65	13,35
5 ^{ème} Niv	319,276	283,716	35,560	88,86	11,14
6 ^{ème} Niv	245,898	223,837	22,061	91,03	8,97

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.3.6. Vérification de l'excentricité :

➤ **L'excentricité accidentelle :** (art 4.3.7 RPA 99/2003 ; P47)

Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Donc :

Sens X : $e_{ax} = 0,05 \times 20,35 = 1,0175 \text{ m}$

Sens Y : $e_{ay} = 0,05 \times 12,60 = 0,63 \text{ m}$

Excentricité adopté :

$e_x = \max(e_{x1}, e_{ax}) = \max(1,018 ; 1,0175) \Rightarrow e_{x1} = 1,018$

$e_y = \max(e_{y1}, e_{ay}) = \max(0,68 ; 0,63) \Rightarrow e_{y1} = e_{ay} = 0,68$

e_x : excentricité suivent x.

e_y : excentricité suivent y.

Tableau IV.14. Vérification de l'excentricité.

Etage	Lx(m)	Ly(m)	e_{x1} (m)	e_{y1} (m)	e_{x0} (m)	e_{y0} (m)	$e_{x1} \geq e_{x0}$	$e_{y1} \geq e_{y0}$
1	20,35	13,60	1,018	0,68	0,183	0,220	vérifiée	vérifiée
2	20,35	13,60	1,018	0,68	0,183	0,220	vérifiée	vérifiée
3	20,35	13,60	1,018	0,68	0,183	0,220	vérifiée	vérifiée
4	20,35	13,60	1,018	0,68	0,183	0,220	vérifiée	vérifiée
5	20,35	13,60	1,018	0,68	0,183	0,220	vérifiée	vérifiée
6	20,35	12,60	1,018	0,63	0,108	0,141	vérifiée	vérifiée

IV.3.7. Vérification d'ensemble : (art 5.5 RPA 99/2003 ; P50)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau du contact au sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalente au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remplias.

- **Méthode de calcul :**

$$\sum W_K \cdot b_i \geq \sum F_K \cdot h_k$$

Avec :

✓ W_K : Le poids calculé à chaque niveau (k) $W_K = W_{Kg} + 0,2W_{Kq}$

W_{Kg} : Poids du aux charges permanentes.

W_{Kq} : Poids du aux charges d'exploitation.

✓ b_i : centre de gravité de la structure $b_i = X_G + 1m$

✓ F_K : la somme des forces sismique à chaque étage k.

✓ h_k : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV.15. Les valeurs de W, b_i et F; Sans X-X

Niveaux	Sans x-x			
	F_k (KN)	h_k (m)	W_k (KN)	b_i (m)
1	546,93	3,57	1189,60	11,254
2	521,31	6,63	1189,60	11,254
3	473,33	9,69	1189,60	11,254
4	401,98	12,75	1189,60	11,254
5	308,92	15,81	1189,60	11,254
6	195,90	18,87	1562,13	11,180

$\sum W_K \cdot b_i = 84403,40 \text{ KN.m} \geq \sum F_K \cdot h_k = 23701,29 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$

Tableau IV.16. Les valeurs de W, b_i et F ; Sans Y-Y

Niveaux	Sans y-y			
	F _k (KN)	h _k (m)	W _k (KN)	b _i (m)
1	565,54	3,57	1189,60	7,546
2	539,49	6,63	1189,60	7,546
3	489,39	9,69	1189,60	7,546
4	415,66	12,75	1189,60	7,546
5	319,27	15,81	1189,60	7,546
6	201,77	18,87	1562,13	7,185

$$\sum W_k \cdot b_i = 56107,51 \text{ KN.m} \geq \sum F_k \cdot h_k = 24492,71 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{condition vérifier}$$

IV.4. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.



Chapitre V



Calcul des éléments structuraux

V.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux - poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

- | | | |
|-----------------|---------------|--------------------------|
| 1) $1.35G+1.5Q$ | 4) $0,8G+E$ | |
| 2) $G+Q$ | 5) $G+Q+1,2E$ | (art 5.2 RPA99/2003;P49) |
| 3) $0.8G-E$ | | |

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

Effort normal maximal et le moment correspondant N_{\max} \longrightarrow $M_{\text{correspondant}}$

Effort normal minimal et le moment correspondant N_{\min} \longrightarrow $M_{\text{correspondant}}$

Moment maximum et l'effort normal correspondant M_{\max} \longrightarrow $N_{\text{correspondant}}$

Les recommandations du RPA 99/2003 (art 7.4.2.1 RPA99/2003;P61)

V.2.1. Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets ;

- le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone IIa).
- le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.

6% en zones de recouvrement.

- le diamètre minimal est de 12mm.
- la longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi_1$ (zone IIa).
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

25cm (zone IIa).

- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales. La zone nodale est définie par l' et h' .

- $l' = 2h$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

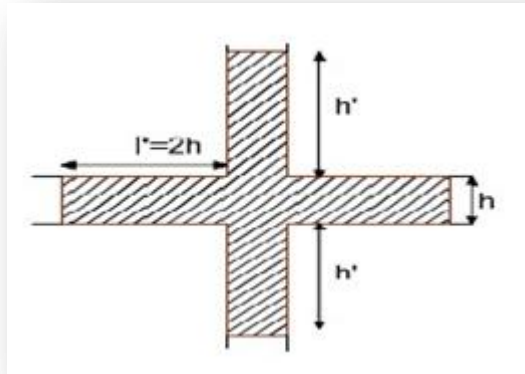


Figure V.1. Zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99 sont rapportées dans le tableau V.1

Tableau V.1. Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²) (zone courante)	A_{\max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC	45×45	16,2	81	121,5

V.2.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau V.2 :

Tableau V.2. Sollicitation dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		V
	N	M	N	M	M	N	
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	1561,15	9,23	474,01	59,17	79,80	975,81	49,56
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	760,97	33,27	126,67	60,73	69,33	574,70	46,98

V.2.3. Calcul du ferrailage :

Les armatures longitudinales des poteaux sont ferrillées par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA en zone IIa celui donné par le logiciel ROBOT.

Exemple de calcul :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Données :

$b = 45 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 43 \text{ cm}$.

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,5$ $\gamma_s = 1,15$

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 1561,15 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 9,23 \text{ KN.m}$ (1,35G + 1,5Q)
- $M_{\max} = 79,80 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{cor}} = 975,81 \text{ KN}$ (G+Q+1,2E_y)
- $N_{\min} = 474,01 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 59,17 \text{ KN.m}$ (0,8G - E_y)

a) Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$N = 1561,15 \text{ KN}$

$M = 9,23 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{9,23}{1561,15} = 0,0059 \text{ m} \quad (\text{art 12.I.3 BAEL91/99;P167})$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,45}{2} = 0,225 \text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA} \quad (\text{art 12.III.2 BAEL91/99;P175})$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 9,23 + 1561,15 \times (0,43 - 0,45/2) = 329,26 \text{ KN.m.}$$

$$[1561,15 \times (0,43 - 0,02) - 329,26] = 310,81 \text{ KN.m (a)}$$

$$(0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,02) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3 = 389,48 \text{ KN.m (b)}$$

$$\Rightarrow (a) \leq (b) \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{329,26 \times 10^6}{450 \times 430^2 \times 14,2} = 0,278$$

$$\mu_{bu} = 0,278 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,278}) = 0,417$$

$$Z = 0,43 \times (1 - 0,4 \times 0,417) = 0,358 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{329,26 \times 10^6}{358 \times 348} = 26,42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 2642,87 - \frac{1561,15 \times 10^3}{348} = -18,43 \text{ cm}^2 .$$

b) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 79,80 \text{ KN.m, } N = 975,81 \text{ KN}$$

$$\rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{79,80}{975,81} = 0,081 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,45}{2} = 0,225$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 79,80 + 975,81 \times (0,43 - 0,45/2) = 279,84 \text{ KN.m.}$$

$$[975,81 \times (0,43 - 0,02) - 279,84] = 120,24 \text{ KN.m (a)}$$

$$(0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,02) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3 = 389,48 \dots\dots\dots (b)$$

⇒ (a) ≤ (b) **Vérifiée**

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{279,84 \times 10^6}{450 \times 430^2 \times 14,2} = 0,236$$

$$\mu_{bu} = 0,236 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,236}) = 0,341$$

$$Z = 0,43 \times (1 - 0,4 \times 0,341) = 0,371 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{279,84 \times 10^6}{371 \times 348} = 21,67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 2167,48 - \frac{975,81 \times 10^3}{348} = -6,36 \text{ cm}^2 .$$

c) Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N = 474,01 \text{ KN} ; M = 59,17 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{59,17}{474,01} = 0,124 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,45}{2} = 0,225$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$(a) = Nu \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 59,17 + 474,01 \times (0,43 - 0,45/2) = 156,34 \text{ KN.m.}$$

$$[474,01 \times (0,43 - 0,02) - 156,34] = 38,00 \text{ KN.m (a)}$$

$$(0,337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,02) \times 0,45 \times 0,45 \times 14,2 \times 10^3 = 389,48 \dots\dots\dots (b)$$

⇒ (a) ≤ (b) **Vérifiée**

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{156,34 \times 10^6}{450 \times 430^2 \times 14,2} = 0,132$$

$$\mu_{bu} = 0,132 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,132}) = 0,178$$

$$Z = 0,43 \times (1 - 0,4 \times 0,178) = 0,399 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{156,34 \times 10^6}{399 \times 348} = 11,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 1125,94 - \frac{474,01 \times 10^3}{348} = -2,36 \text{ cm}^2 .$$

Tableau V.3. Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveaux	Section de poteaux (cm ²)	Nmax	Mmax	Nmin	A _S (cm ²)	A _{min} RPA99 (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		A _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s (cm ²)			
RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	45×45	18,43	6,36	2,36	18,43	16,2	4HA20+4HA16 = 20,59
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	45×45	7,99	2,79	2,38	7,99	16,2	4HA20+4HA12 = 17,08

V.2.4. Armatures transversales : (art 7.4.2.2 RPA ; P62)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} ; \text{ Avec:}$$

V_u: effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur totale de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- **dans la zone nodale** : $t \leq \min (10 \times \phi_1 ; 15\text{cm})$ en zone IIa.
- **dans la zone courante** : $t \leq 15 \times \phi_1$ en zone I et IIa.

ϕ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$\rho = 3,75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Élancement géométrique.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 ;$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.8\% \quad \text{si } \lambda_g < 3 .$$

si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec : $\lambda_g = l_f / b$ ou l_f / a .

a et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

Le tableau V.4 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Remarque :

Dans le cas (RDC ,1^{er} et 2^{ème} étages) $\Rightarrow L_0 = L_{RDC} = 3,57\text{m}$

Tableau V.4. Ferrailages transversale des poteaux

Niveau		RDC 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages
Section		45×45	45×45
ϕ_1^{\min} (cm)		1,6	1,2
I_f (cm)		249,9	214,2
λ_g		5,55	4,76
V_u (KN)		49,56	46,98
t (cm)	Zone nodale	10	10
	Zone courante	15	15
ρ		2,5	3,75
A^t (cm ²)	Zone nodale	0,68	0,97
	Zone courante	1,03	1,46
$A^{t\min}$ (cm ²)	Zone nodale	1,35	1,63
	Zone courante	2,02	2,44
A^{adop} (cm ²)	Zone nodale	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01
	Zone courante	2HA10+2HA8=2,57	2HA10+2HA8=2,57

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max} \Rightarrow 8\text{cm} \geq \frac{20}{3}\text{cm} \Rightarrow 8 \geq 6,66\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

V.2.5. Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un Poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} \quad (\text{art 8. II. 1 BAEL ; P111})$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Exemple de calcul (RDC ,1^{er} et 2^{ème} étages):

Remarque :

Dans le cas (RDC ,1^{er} et 2^{ème} étages) $\Rightarrow L_0 = L_{RDC} = 3,57\text{m}$

$l_f = 0.7 \times l_0 \rightarrow l_f = 2,499 \text{ m}$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0,129 \text{ m}$ (Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow \lambda = \frac{2,499}{0,129} = 19,37 \quad \alpha = 0,8$

$B_r = 1849 \text{ cm}^2$ (Section réduite).

Donc :

$$N_u = 0,8 \times \left\{ \frac{18,49 \times 10^4 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 20,59 \times 10^2 \times \frac{400}{1.15} \right\} = 3312,20 \text{ KN.}$$

On a $N_{\max} = 1561,15 \text{ KN} < N_u = 3312,20 \text{ KN}$ condition vérifiée ; il n'y a pas de risque de flambement

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représenté dans le Tableau V.5.

Tableau V.5. Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	i (m)	L_f (m)	λ	α	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	B_r (cm ²)	$N_u \text{ max}$ (KN)	NU (KN)	Observation
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	0,129	2,499	19,37	0,8	20,59	1849	1561,15	3312,20	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	0,129	2,142	16,60	0,81	17,08	1849	760,97	3254,71	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'ya pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{adm} \qquad \sigma_{adm} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} \qquad \sigma_{adm} = 14,16\text{MPa}$$

Tableau V.6. Vérification des contraintes

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			Nu(KN)	σ_{bc} (MPa)	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	45	45	2025	1561,15	7,71	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	45	45	2025	760,97	3,76	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que : (art 7.4.3.2 RPA99/2003 ; P64)

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \qquad \text{Avec : } \lambda_g = l_f/b \text{ ou } l_f/a$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau V.7.

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	L _f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_{adm}$ (MPa)	observation
RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	45×45	2,499	5,55	0,075	43	49,56	0,256	1,875	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	45×45	2,142	4,76	0,04	43	46,98	0,242	1,00	Vérifiée

D’après tableau V.7 ; on ne déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.6. Disposition constructive des poteaux :

- Longueurs de recouvrement :

Selon le RPA 99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

$L > 40 \times \varnothing$ en zone II.

$\varnothing = 20$ mm donc $L_r > 80$ cm ; on adopte $L_r = 85$ cm.

$\varnothing = 16$ mm donc $L_r > 64$ cm ; on adopte $L_r = 65$ cm.

$\varnothing = 12$ mm donc $L_r > 48$ cm ; on adopte $L_r = 50$ cm.

V.2.7. Schéma de ferrailage :

Tableau V.8. Schéma de ferrailage de poteau

	RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages	3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages
Zone nodale		
Zone courante		

V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sans un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires. Après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA/2003** et celles données par le **BAEL99**

V.3.1. Les recommandations du RPA99/2003 (art 7.5.2 RPA99/2003 ; P65)

➤ Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est-à-dire, $A_L^{\min} = 0.5\% \times b \times h$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \Phi$ (zone IIa).

➤ Armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit:
 $S_t = \min (h/4; 12 \times \Phi_1)$. dans la zone nodale.
 $S_t \leq h / 2$: en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, vu la différence, négligeable des sollicitations dans les poutres dans les différents étages, on a opté, au même ferrailage pour tous les niveaux sauf les deux derniers étages, les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.9. Ferrailage des poutres principales et secondaires

Niveaux	Type	section	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
RDC,...,4 ^{ème} étages	P.P	45×30	Appuis	130,99	9,63	6,75	3HA16+3HA14=10,64
			Travée	68,88	4,82		3HA14+2HA12=6,88
	P.S	40×30	Appuis	36,20	2,82	6,00	3HA14+2HA12=6,88
			Travée	24,65	1,90		3HA14+2HA12=6,88
Terrasse	P.P	45×30	Appuis	114,40	8,30	6,75	6HA14=9,23
			Travée	76,93	5,42		3HA14+2HA12=6,88
	P.S	40×30	Appuis	30,90	2,39	6,00	3HA14+2HA12=6,88
			Travée	19,93	1,53		3HA14+2HA12=6,88

V.3.3.Exemple de calcul (Niveaux RDC, ... ,4^{ème} étages):

➤ **Poutre principales :**

a) **En travée :**

On a : $M_t = 68,88 \text{ KN.m}$

Section = (45 × 30) ; d = 0,43 m ; $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{68,88 \times 10^6}{300 \times 430^2 \times 14,17} = 0,087 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,087})$$

$$\alpha = 0,114$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 43 \times (1 - 0,4 \times 0,114) = 41,04\text{cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{68,88 \times 10^6}{410,4 \times 348} = 4,82\text{cm}^2$$

$$A_u = 4,82\text{cm}^2$$

✓ Vérifications nécessaires pour les poutres:

- Le pourcentage minimal d'armatures:

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,30 \times 0,45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section: $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,30 \times 0,45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) \Rightarrow \max(4,82 ; 1,35 ; 6,75)$$

$$\text{Alors: } A = 6,75 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte : } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88 \text{ cm}^2$$

b) On appuis :

$$\text{On a: } M_u = 130,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{130,99 \times 10^6}{300 \times 430^2 \times 14,16} = 0,166 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,166})$$

$$\alpha = 0,229$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 43 \times (1 - 0,4 \times 0,229) = 39,05 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{130,99 \times 10^6}{390,5 \times 348} = 9,63 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 9,63 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérifications nécessaires pour les poutres :**- **Le pourcentage minimal d'armatures:**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,30 \times 0,45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

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

0,5% en toute section: $A_{\min} > 0,5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,30 \times 0,45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A = \max(9,63 ; 1,35 ; 6,75)$$

Alors: $A=9,63 \text{ cm}^2$ on adopte $3\text{HA}16+3\text{HA}14 = 10,64 \text{ cm}^2$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \emptyset$$

$$\emptyset=1,6 \text{ cm} \rightarrow l_r > 64 \text{ cm} ; \text{ on adopte } l_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset=1,4 \text{ cm} \rightarrow l_r > 56 \text{ cm} ; \text{ on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset=1,2 \text{ cm} \rightarrow l_r > 48 \text{ cm} ; \text{ on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

✓ **Pourcentages total maximum des aciers longitudinaux**- **En zone courante**

Poutres principales $\rightarrow 3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 12,90 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérifiée}$

Poutres secondaires $\rightarrow 6\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 11,50 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- **En zone recouvrement**

Poutres principales $\rightarrow 6\text{HA}14 + 3\text{HA}16 = 15,26 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Poutres secondaires $\rightarrow 6\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 11,50 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

✓ **Les armatures transversales :**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad (\text{art 13. III. 3.2 BAEL91/99; P196})$$

• **Poutres principales :**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min(1,2 ; 1,28 ; 3)$$

Donc on prend $\Phi = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• **Poutres secondaires :**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min(1,2 ; 1,14 ; 3)$$

Donc on prend $\Phi_1 = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓ **Calcul des espacements des armatures transversales :** (art 7.5.2.2 RPA99/2003 ; P66)

Selon le RPA 99 :

• **Poutre principale :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \Phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 11,25 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 22,5\text{cm}; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

• **Poutre secondaire :**

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \Phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

V.3.4.Vérifications :

➤ **Vérifications des sections d’armatures transversales :**

$$A_l^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_l^{\min}$ **Vérifié**

a) Vérifications à L’ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

- **Poutre principale :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$ **Vérifié**

- **Poutre secondaire :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2$ **Vérifié**

➤ **Vérification de l’effort tranchant :** (art13.III.2.1 BAEL 91/99 ; P192)

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

Fissurations peu nuisible $\Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$

Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Type	section	V (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
1,... 4 ^{em} etage	P.P	45×30	144,58	1,12	3,33	Vérifiée
	P.S	40×30	27,03	0,23	3,33	Vérifiée
TERASSE	P.P	45×30	143,90	1,11	3,33	Vérifiée
	P.S	40×30	24,30	0,21	3,33	Vérifiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

(art 16.IV BAEL91/99 ;P267)

- Appuis de rives :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

- Appuis d'intermédiaires :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(\frac{V_u + M_a}{0,9 \times d} \right)$$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Niveaux	Type	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
1,... 4 ^{em} etage	P.P	10,64	144,58	130,99	4,15	9,74	Vérifiée
	P.S	6,88	27,03	36,20	0,77	3,04	Vérifiée
TERASSE	P.P	9,23	143,90	114,40	4,13	8,50	Vérifiée
	P.S	6,88	24,30	30,90	0,69	2,59	Vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

➤ **Vérification de l'entraînement des barres :**

La vérification sera conduite selon art [A.6 .1.3] page 221 .Des règles BAEL 91/ 99 sur la poutre la plus sollicitée par l'effort tranchant.

On a comme ferrailage sur appui : 3 HA16+3 HA14 ⇒ A_s = 10,64 cm²

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} ; \text{ Avec :}$$

τ_{se} : est la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence limite ultime,

ψ_s : Coefficient qui dépend de l'état de surface des barres, et pour le cas des barres HA : 1,5

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad (\text{art A.6.1.3 BAEL91 /99 ; P61})$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

V_u^{max} = l'effort tranchant maximal, $V_u^{max} = 144,58$ KN

$\sum U_i$: est la Somme des périmètres des barres $\sum U_i = n \pi \varphi$

$$\sum U_i = n \pi \varphi = 3 \times (3,14 \times 1,6) + 3 \times (3,14 \times 1,4) = 28,26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{144,58 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 282,6} = 1,32 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_{se} = 1,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ **Condition Vérifier**

Alors il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

b) Vérification à L'ELS :

➤ **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{art. 10. II. 3. BAEL91/99 ; P133})$$

○ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_{sY} - 15 d A_s = 0 \quad (\text{art. 6.V.2.1 BAEL91/99 ; P98})$$

○ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] \quad (\text{art. 6.V.2.2 BAEL91/99 ; P99})$$

Tableau V.12 .Vérification de la contrainte limite de béton

Niveaux	Type	Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
1,... 4 ^{em} étage	P.P	Appuis	95,16	16,72	156968,05	10,13	15	Vérifiée
		Travée	48,50	14,10	114225,88	5,98	15	
	P.S	Appuis	26,41	13,09	86465,90	3,99	15	Vérifiée
		Travée	17,86	13,09	86465,90	2,70	15	
TERASSE	P.P	Appuis	83,57	15,83	141873,24	9,32	15	Vérifiée
		Travée	56,26	14,10	114225,88	6,94	15	
	P.S	Appuis	22,54	13,09	86465,90	3,41	15	Vérifiée
		Travée	14,42	13,09	86465,90	2,18	15	

➤ **Vérification de flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\text{BAEL91(ArtB. 6.5; P93)} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour les poutres la plus sollicitée en travée :

• **Poutres Principales :**

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{485} = 0,092 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{485} = 0,092 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{76,93}{10 \times \frac{76,93}{0,85}} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{45}{485} = 0,092 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6,88}{30 \times 43} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,010 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

• **Poutres Secondaires :**

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{465} = 0,086 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{465} = 0,086 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{24,65}{10 \times \frac{24,65}{0,85}} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{465} = 0,086 > \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{6,88}{30 \times 38} = 0,006 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

V.3.5.Schéma de ferrailage :

Tableau V.13. Section de ferrailage des poutres principales et secondaires

RDC, 1, 2, 3 et 4.		
	Appuis	Travée
P.P	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">45cm</p> <p style="text-align: right;">3HA16 3HA14 4T8 3HA14</p>	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">45cm</p> <p style="text-align: right;">3HA16 4T8 2HA12 3HA14</p>
P.S	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">40cm</p> <p style="text-align: right;">3HA14 2HA12 4T8 3HA14</p>	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">40cm</p> <p style="text-align: right;">3HA14 4T8 2HA12 3HA14</p>

Plancher terrasse			
	Appuis	Travée	
P.P	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">45cm</p> <p style="text-align: right;">6HA14 4T8 3HA14</p>	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">45cm</p> <p style="text-align: right;">3HA14 4T8 2HA12 3HA14</p>	
	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">40cm</p> <p style="text-align: right;">3HA14 2HA12 4T8 3HA14</p>	<p style="text-align: center;">30cm</p> <p style="text-align: center;">40cm</p> <p style="text-align: right;">3HA14 4T8 2HA12 3HA14</p>	

V.4. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa moyenne sismicité.

Les voiles sont sollicités par la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1. Les recommandations du RPA99/2003: (art 7.7.4 RPA99/2003; P75)

✓ Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes:

- Le pourcentage minimale sur toute la zone tendue est de $0,2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile

- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (S_t) doit être inférieur à l'épaisseur du voile;
- l'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes ;
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

✓ Armatures horizontales:

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à 135° de longueur $10 \varnothing$.

✓ Armatures transversals:

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

✓ Armatures de couture:

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \text{ Avec : } \bar{V} = 1,4V$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

✓ **Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

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) : $S < \min(1.5e ; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) : $\emptyset < e/10$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40\phi$ en zone qui peut-être tendue.

$L_r = 20\phi$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

V.4.2.Calcul des sollicitations :

Tableau V.14. Les sollicitations dans les voiles au niveau du RDC

Voile	Vx1	Vx2	Vy1	Vy2
L(m)	1,4	1,4	1,4	1,4
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
M(KN.m)	279,92	296,83	352,86	242,19
N (KN)	802,72	776,88	1006,15	779,66
V (KN)	88,93	95,96	111,77	88,15

V.4.3.Exemple de calcul de ferrailage et des vérifications :

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile ($h=1,40$ m) pour différentes sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des autres voiles.

➤ **Acier verticales :**

Cas de $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

$$M_{\max} = 296,83 \text{ KN.m} ; N_{\max} = 776,88 \text{ KN.} ; V_{\max} = 95,96 \text{ KN}$$

$$\text{Avec :} \begin{cases} h = 1,40\text{m} ; L = 3,17\text{m} \\ b = 0,20 ; d' = 0,14\text{m} ; d = 1,26 \text{ m} \end{cases}$$

a. Calcul de longueur de flambement :

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0,8L = 0,8(3,57 - 0,40) = 2,53 \text{ m}$$

b. calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2,53 \sqrt{12}}{1,40} = 6,27$$

c. calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,38\text{m} < \frac{h}{2} = 0,7\text{m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

d. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{0,38}{1,40}; 100 \right) \right\} = 50.$$

$$\lambda = 6,27 < 50 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc : On peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} u \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

$$\text{Avec:} \begin{cases} u = v = \frac{h}{2} = \frac{1,40}{2} = 0,7\text{m} ; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 1,4^3}{12} = 0,045\text{m}^4 \\ B = b \times h = 0,2 \times 1,4 = 0,28\text{m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{776,88}{0,28} + \frac{296,83}{0,045} \times 0,7 = 7,39\text{MPa} \dots \dots \dots \text{compression} \\ \sigma_{\min} = \frac{776,88}{0,28} - \frac{296,83}{0,045} \times 0,7 = -1,84\text{MPa} \dots \dots \dots \text{traction} \end{cases}$$

Donc, la section est partiellement comprimée.

- Diagramme des contraintes:

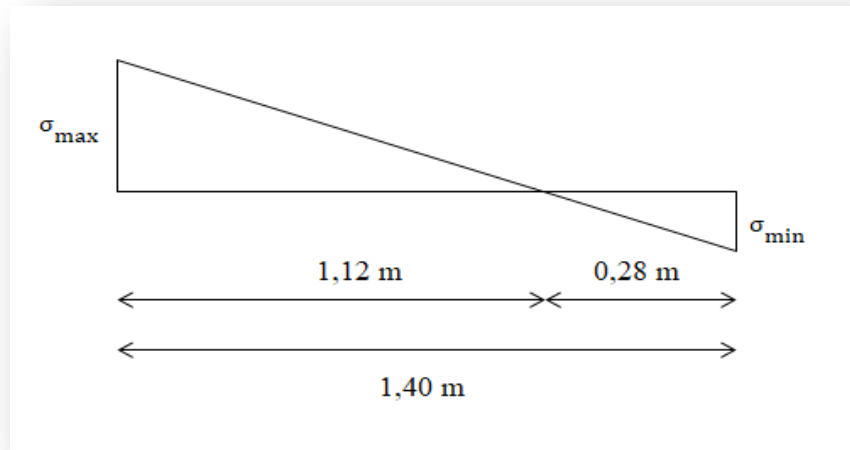


Figure V.2. Diagramme des contraintes

En utilisant les triangles semblables pour la détermination de longueur de compression:

$$\text{Ou : } \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{7,39}{7,39 + 1,84} \times 1,4 = 1,12 \text{ m.} \\ L_t = L - L_c = 0,28 \text{ m.} \end{cases}$$

✓ Acier verticaux :

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{1,84 \times 0,20}{2} \times 0,28 = 0,051 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{T}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,051}{400 / 1,15} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99V2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,20\% B = 0,20\% b L_t = 0,0020 \times 20 \times 28 = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,46 \text{ cm}^2 > A_{\min}^{\text{RPA}} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \hat{A}_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{1,46 \times 1,4}{0,28} = 7,3 \text{ cm}^2$$

✓ Acier de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 95,96 \times 10^3}{400} = 3,69 \text{ cm}^2$$

Cette section d'acier s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suite :

$$A_v = A'_s + A_{vj} = 7,3 + 3,69 = 10,99 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage minimal:**

- Selon le BAEL91 :

$$A_s = \dot{A}_s = A_{\min} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = 3,04\text{cm}^2$$

Donc : $A_v = 10,99\text{cm}^2 > A_s^{\text{BAEL}} = 3,04\text{cm}^2$

- Selon le RPA99V2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suite :

- Globalement dans la section du voile 0,15%

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,15\%B = 0,15\%bL = 0,0015 \times 20 \times 140 = 4,2 \text{ cm}^2$$

- En zone courante 0,10%

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,10\%B = 0,10\%bL = 0,0010 \times 20 \times 140 = 2,8\text{cm}^2$$

$$A_{sv} = \max\{A_s^{\text{calculé}}; A_{\min}^{\text{RPA}}; A_{\min}^{\text{BAEL}}\} = 10,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Pour les deux faces.}$$

On adopte pour acier vertical : (16HA10) \Rightarrow 2(8HA10) $\Rightarrow A_s = 12,56\text{cm}^2$

L'espacement entre les barres verticales recommandé par l'RPA est limité comme suite :

$$s \leq \min\{1,5a; 30\text{cm}\} = \min\{1,5 \times 20; 30\text{cm}\} = 30\text{cm}$$

Donc, on n'adopte :

- Zone d'about : $S=10 \text{ cm}$
- Zone courante : $S=20 \text{ cm}$

➤ **Acier horizontaux :**

✓ **Ferraillage minimal :**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,15\%B = 0,15Bl = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2 \text{ (Pour un seul nappe)}$$

On adopte : (6HA10) $\Rightarrow A_H = 4,71 \text{ cm}^2$ par ml (Pour un seul nappe)

Avec un espacement : $S=15\text{cm}$.

✓ **Ferraillage transversal :**

Pour la zone d'about on adopte des cadres de **8mm** pour ligaturer les aciers de flexion, ainsi pour la zone courante du voile, on adopte des épingles de **8 mm** pour garder un écartement

Constant entre les nappes d'aciers et assurer leur stabilité lors des phases d'exécution.

L'espacement des cadres transversaux sera de **15cm**, ainsi que les épingles seront réparties dans l'âme du voile avec une densité de **4** par mètre carré.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement (E.L.U) :**

- Selon l'RPA99V2003 :

Suivant l'article 7.7.2, on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9hb} = \frac{1,4 \times 95,96 \times 10^3}{0,9 \times 1400 \times 200} = 0,53\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Selon BAEL91:

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} \leq \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa} \right\} = 2,5\text{Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0d} = \frac{95,96 \times 10^3}{200 \times 1260} = 0,38 \text{ Mpa} < 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.4.4.Résultats de calcul :

Tableau V.15. Sections des armatures verticales

Les voiles	Cas de sollicitations	M (KN.m)	N (KN)	V _{max} (KN)	A _s ^{calcul} (cm ²)	A _s ' ^{calcul} (cm ²)	A _v (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
V _{X1} (RDC,..., 5 ^{ème}) étage	M _{max} → N _{corr}	776,88	296,83	95,96	1,46	7,30	10,99	3,04	4,2
V _{Y1} (RDC,..., 5 ^{ème}) étage	M _{max} → N _{corr}	352,86	1006,15	111,77	1,30	7,58	11,88	3,04	4,2

Tableau V.16. Description des armatures verticales.

Les voiles	A _v ^{tot} (cm ²)	A _v ^{adopt} (cm ²)	Description des barres	S _v ^{about} (cm)	S _v ^{courant} (cm)
V _{X1} (RDC,..., 5 ^{ème}) étage	10,99	12,56	2(8HA10)	10	20
V _{Y1} (RDC,..., 5 ^{ème}) étage	11,88	12,56	2(8HA10)	10	20

Tableau V.17. Description des armatures horizontales.

Les voiles	A_{\min}^{RPA} (cm ²)	A_h^{adopt} (cm ²)	Description des barres	S_t (cm)
V_{X1} (RDC, ..., 5 ^{ème}) étage	6	9,42	2(6HA10)	15
V_{Y1} (RDC, ..., 5 ^{ème}) étage	6	9,42	2(6HA10)	15

V.4.5. Schéma de ferrailage :

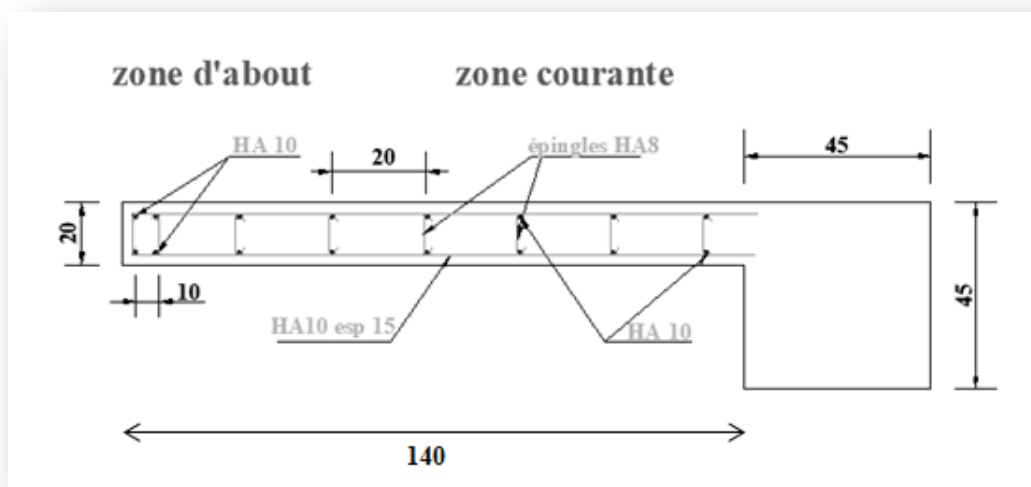


Figure V.3. Schéma de ferrailage de voiles

V.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.



Chapitre VI



L'infrastructure

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2.Combinaisons de calcul

D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G + Q + E$
- 2) $0.8 \times G \pm E$

D'après le BAEL (Article B.9.2) :

- 1) $1,35G + 1,5Q$
- 2) $G + Q$

VI.3.Choix du type des fondations (art 15.I.3BAEL91/99 ; P225)

Lorsque les couches de terrain susceptible de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles.

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation tient compte en général plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2,6 bars. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante sous voile.

D'après le RPA99/2003 (Article 10.2), Le choix des semelles se fait en fonction des conditions suivantes :

Considérons une semelle carrée ($A \times A$) le poteau à une section carré ($a \cdot a$)

$$\frac{\sum S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50 \% \quad \Longrightarrow \quad \text{semelles isolées}$$

$$\frac{\sum S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} > 50 \% \quad \Longrightarrow \quad \text{radier}$$

VI.4. Etapes de calcul de la semelle

VI.4.1. Vérification des semelles :

a) Semelles isolées :

La vérification à faire est $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (art 15.IV.1 BAEL91/99 ; P235)

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le ROBOT à l'ELS
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

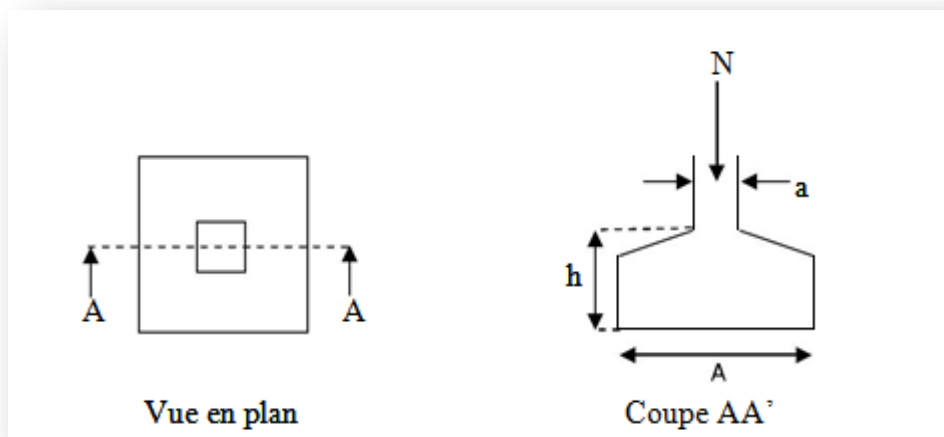


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$

$$N_s = 1138,17 \text{ KN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 260 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{B^2} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{1138,17}{260}}$$

$$\Rightarrow B \geq 2,09 \text{ m}$$

Donc on adopte : **B=2,10m**

b) Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé un poteau et un voile.

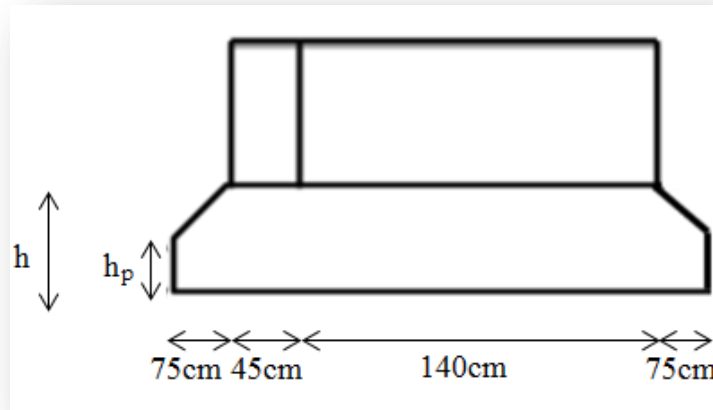


Figure VI.2.Schéma d'une semelle filante.

- **Longueur L :**

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} \quad ; \quad L_{\text{débordement}} = 0,75\text{m}$$

$$\Rightarrow L = 3,35\text{m}$$

- **Largeur B :**

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

N_p : l'effort normal provenant du poteau.

N_v : l'effort normal provenant du voile.

$$N_p = 371,65 \text{ KN.}$$

$$N_v = 556,51 \text{ KN.}$$

$$\sum N_i = 928,16 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } B \geq \frac{928,16}{260 \times 3,35}$$

$$B \geq 1,06 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,50\text{m}$

c) La vérification :

$$\frac{\Sigma S_{semelle}}{\Sigma S_{batiment}} = \frac{(4 \times 3,35 \times 1,5) + (16 \times 2,1 \times 2,1)}{208,60} = 0,43 < 0,5 \Rightarrow \text{Semelles isolées}$$

Conclusion : Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'une semelle sous le poteau et semelle filante sous voile.

VI.4.2. Etude des semelles isolées :

VI.4.2.1. Les sollicitations :

Les valeurs de M et N montrée dans le **tableau VI.1** suivant et donnée par le logiciel (ROBOT).

Tableau VI.1. Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S

	N(KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
E.L.U	1561,15	9,24	3,10
E.L.S	1138,17	6,71	2,25

- Exemples de calcul:

Les semelles son pré dimensionnées à l'ELS et ferrillées à L'ELU.

Soit une semelle isolée sous poteau le plus sollicité.

- Pour la semelle carrée étant donné a=b donc S=A²
- Pour la semelle rectangulaire on A/B = a/b donc d'où A = $\frac{a}{b} \times B$

VI.4.2.2. Vérification de la contrainte de sol :

$$e_x = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{6,71}{1138,17} = 0,005 \leq \frac{A}{6} = \frac{2,1}{6} = 0,35 \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

$$e_y = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2,25}{1138,17} = 0,0019 \leq \frac{A}{6} = \frac{2,1}{6} = 0,35 \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

VI.4.2.3. Condition de rigidité: (art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227)

Pour satisfaire la condition de la rigidité de la semelle, la hauteur de cette dernière doit être:

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} = \frac{2,1 - 0,45}{4} = 0,41m \\ \frac{B - b}{4} = \frac{2,1 - 0,45}{4} = 0,41m \end{array} \right. \rightarrow d = 50cm$$

Hauteur : d + 5cm = 55cm.

VI.4.2.4. Condition de poinçonnement:

a) Formule empirique:

Si la contrainte du sol est inférieure ou égale à 2,6 bars on doit vérifier que :

$$d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} \quad ; \quad \sigma_{bc} : \text{Résistance à la compression du béton}$$

$$d' = 1,44 \sqrt{\frac{1138,17}{15}} = 12,54 \rightarrow d' = 13\text{cm}$$

$d = 50 \text{ cm} > d' = 13\text{cm} \dots \dots \dots$ **Vérifiée**

b) Calcul des contraintes: (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$e \leq B/6$ Dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal

$$\sigma_{max} = \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

$$\sigma_{min} = \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A}\right) \times \frac{N_u}{A \times B}$$

N : Effort normal

M : Moment fléchissant

A, B : Dimension de la semelle

σ_{max} : La contrainte max calculée

σ_{min} : La contrainte min calculée

e : L'excentricité de l'effort normal $e = \frac{M_u}{N_u}$

➤ **Sens XX :**

$$\sigma_{max} = 359,98\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 348,02\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 357,00 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Sens YY:**

$$\sigma_{max} = 374,02\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 352,00\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 368,51 \text{ KN/m}^2$$

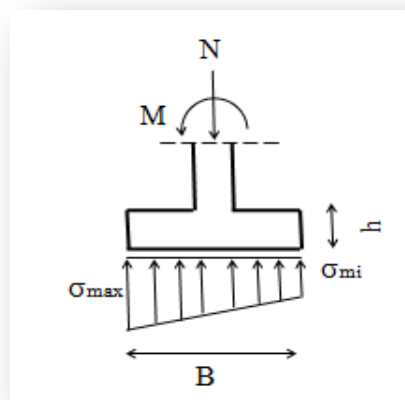


Figure VI.3.diagramme trapézoïdale

VI.4.2.5. Ferrailage :

$e \leq B/24$ le ferrailage de la semelle se fera par la méthode des bielle

➤ **Sens XX :**

$$A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} \quad (\text{art 15. VII. 4.2 BAEL91/99 ; P251})$$

$$e_0 = \frac{9,24}{1561,15} = 0,00591\text{m.}$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \quad (\text{art 15. VII. 3.1 BAEL91/99 ; P2250})$$

$$N_1 = 1561,15 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,00591}{2,1}\right) = 1574,33\text{KN}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1574,33 \times (2,1 - 0,45)}{8 \times 0,50 \times 348 \times 10^3} = 18,66\text{cm}^2$$

On adopte 13HA14=20,00cm²

➤ **Sens YY:**

$$A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$e_0 = \frac{3,10}{1561,15} = 0,00198\text{m.}$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right)$$

$$N_1 = 1561,15 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,00198}{2,1}\right) = 1565,56\text{KN}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1565,56 \times (2,1 - 0,45)}{8 \times 0,50 \times 348 \times 10^3} = 18,55\text{cm}^2$$

On adopte 13HA14=20,00 cm²

➤ **Calcul de la hauteur libre h' :**

(Avec cochets) $h' \geq 12\phi + 6\text{cm}$ (art 15.III.1.2 BAEL91/99 ; P230)

$$h' = 22,80\text{cm} \Rightarrow h' = 25\text{cm}$$

➤ **Calcul l'espacement :**

$$S_{tx} \leq \frac{210 - 10}{13} = 15,38\text{cm} \Rightarrow \text{soit } S_{tx} = 15\text{cm}$$

$$S_{ty} \leq \frac{210 - 10}{13} = 15,38\text{cm} \Rightarrow \text{soit } S_{ty} = 15\text{cm}$$

Remarque : L'espacement sous le poteau $e = 10\text{cm}$

VI.4.2.6. Schéma de Ferrailage :

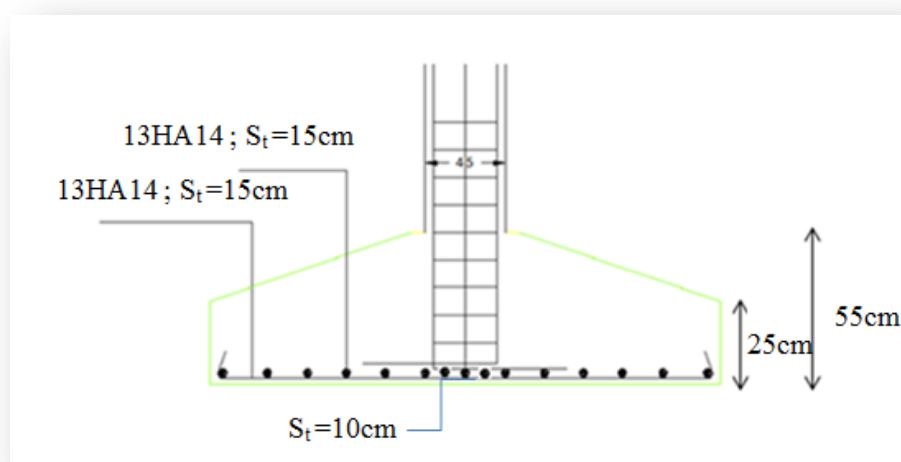


Figure VI.4. Disposition des armatures d'une semelle isolée

VI.4.3. Etude des semelles filantes sous (voile + poteau) :

VI.4.3.1. Hypothèses de calcul :

Lorsque les poteaux et éventuellement les voiles dans une direction donnée, sont proches les uns des autres, on confectionne une semelle continue sous cette file de poteaux et voiles.

La semelle qui peut être plus ou moins rigide, est souvent associée à une poutre centrale de rigidité (poutre libage), susceptible de répartir les pressions ponctuelles introduite par les poteaux, et les pressions linéairement réparties produites par les voiles.

Transversalement, la semelle agit comme une semelle trapézoïdale sous poteau, pour une largeur a on aura une section d'armature calculée suivant la méthode des bielles si elle est applicable.

Longitudinalement la semelle agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux et voiles comme appuis, d'où les armatures supérieurs pour reprendre le moment positif en travée, et les armatures inférieurs pour reprendre les moments négatifs en appuis.

VI.4.3.2. Dimensionnement (ELS) :

- Longueur : $L = 3,35\text{m}$
- Largeur : $B = 1,5\text{m}$
- la hauteur (h) :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\} \quad ; \quad \text{Avec:}$$

- d' : enrobage des armatures ; $d' = 5 \text{ cm}$.
- h_t : hauteur utile.
- $h_t \geq \max \left\{ \frac{1,50-0,45}{4} + 0,05 \right\} \quad h_t \geq 0,312$; On adopte $h = 50\text{cm}$

- la hauteur (h_p) :

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 16,66 \quad ; \quad \text{On adopte } h_p = 20\text{cm}$$

VI.4.3.3. Ferrailage (ELU) :

Au niveau de la troisième condition on a pris comme effort normal et moment par rapport à l'axe longitudinal de la semelle, les valeurs maximales entre les efforts du voile et les efforts dans le poteau. Ces mêmes efforts seront utilisés pour le calcul du ferrailage transversal.

$$\Rightarrow N_u = \max (N_v ; N_p) = (760,59 ; 507,56)$$

$$\Rightarrow N_u = 760,59 \text{ KN}$$

➤ **Ferrailage principale :**

Pour une bande de 1 m linéaire :

$$A_s = \frac{N_u(B - b)}{8d\sigma_s} = \frac{760,59 \times (1,5 - 0,45)}{8 \times 0,45 \times 348 \times 10^3} = 6,37\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } 8\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 9,05 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

$$S_t = 100 \text{ cm} \times \frac{1\text{HA}12}{9,05} = 12,49 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Ferrailage de répartition :** (art.VII.4.1 BAEL 91/99 ; P251)

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} = 9,05 \times \frac{1,5}{4} = 3,39\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } 8\text{HA}10 \Rightarrow A_r = 6,28 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :** (art.10.1.1 RPA99/2003 ; P94)

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\Phi) = \min (20\text{cm}; 15\text{cm})$$

Donc on prend: $S_t = 15\text{cm}$

VI.4.3.4. Schéma de Ferrailage:

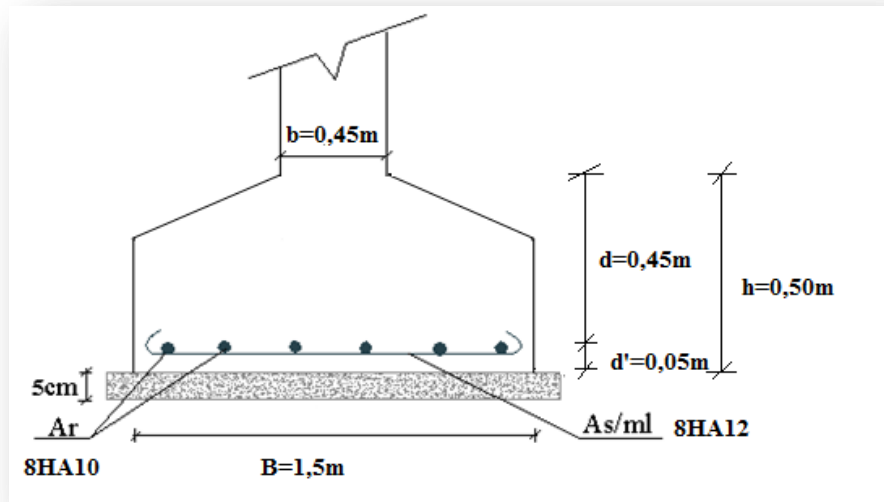


Figure VI.5. Ferrailage des semelles filantes.

VI.5. Etude de la poutre libage

Le ferrailage longitudinal, consiste à étudier le ferrailage de la poutre de libage soumise aux charges dues au voile et au poteau, ainsi qu'aux réactions du sol.

VI.5.1. Calcule le moment fléchissant (ELU):

$$q = \frac{R}{l} = \frac{N_v + N_p}{l} = \frac{1268,15}{3,35} = 378,55 \text{ KN/ml}$$

a) Moment sur appuis :

$$M = q \frac{L_1^2}{2} = 378,55 \times \frac{0,75^2}{2} = 106,46 \text{ KN.m}$$

b) Moment sur travée :

$$M_x = q \frac{x^2}{2} - N(x - L_1)$$

$$x = \frac{N}{q} = \frac{507,56}{378,55} = 1,34 \text{ m.}$$

$$M = q \frac{x^2}{2} - N(x - L_1) = 378,55 \times \frac{1,34^2}{2} - 507,56 \times (1,34 - 0,75) = 40,46 \text{ KN.m}$$

VI.5.2. Ferrailage :**VI.5.2.1. Acier inférieur :**

La poutre de libage travail en flexion simple, donc la détermination du ferrailage se fera comme suit :

$$M_u = 40,46 \text{ KN.m}$$

$$B = (45 \times 30) \text{ ; } d = 0,41\text{m} \text{ ; } f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40,46 \times 10^6}{300 \times (410)^2 \times 14,17} = 0,056 < 0,186$$

⇒ pivot A

$\mu_{bu} < \mu_1$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056}) = 0,072$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,41 \times (1 - 0,4 \times 0,072) = 39,8 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{40,46 \times 10^6}{348 \times 398} = 2,92 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 3HA12 ⇒ $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

VI.5.2.2. Acier supérieur :

$$M_u = 106,46 \text{ KN.m}$$

$$B = (45 \times 30)\text{cm}^2 \text{ ; } d = 0,41\text{m} \text{ ; } f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{106,46 \times 10^6}{300 \times (410)^2 \times 14,17} = 0,148 < 0,186$$

⇒ pivot A

$\mu_{bu} < \mu_1$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,148}) = 0,20$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,41 \times (1 - 0,4 \times 0,20) = 37,67 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{106,46 \times 10^6}{348 \times 376,7} = 8,12 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 6HA14 ⇒ $A_s = 9,23 \text{ cm}^2$

VI.5.2.3. Acier transversal :

Le diamètre des cadres doit vérifier la condition suivante :

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi \leq \min \left(12 ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = 1,2 \text{ cm}$$

Donc on prend $\Phi_t = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

VI.5.2.4. L'espacement :

Selon le RPA99 :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \Phi_t ; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq 9,6 \text{ cm} ; \text{ soit } S_t = 10\text{cm}$$

- Zone courante :

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 22,5\text{cm} ; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Vérifications des sections d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 0,9\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

VI.5.2.5. Schéma de Ferrailage:

Tableau VI.2. Section de ferrailage de poutre libage

	Travée	Appuis
P.libage		

VI.6.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 »

VI.6.1 Dimensionnement de la longrine:

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont:

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3 ;
- (30x30) cm².....site de catégorie S4.

Pour notre cas (site ferme S2) on prend une section de (25x30) cm².

VI.6.2 Ferrailage de la longrine :

VI.6.2.1 Armatures longitudinales :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A=0,6\% \times b \times h$$

$$A=0,006 \times 30 \times 25 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6HA12 (A=6,79cm²)

VI.6.2.2. Armatures transversales :

On prend : 4 ϕ 6 (A=1,13cm²)

Avec espacement de :

$$e = \min (20\text{cm}, 15 \phi_t) = 9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 10\text{cm}$$

VI.6.2.3. Schéma de Ferrailage:

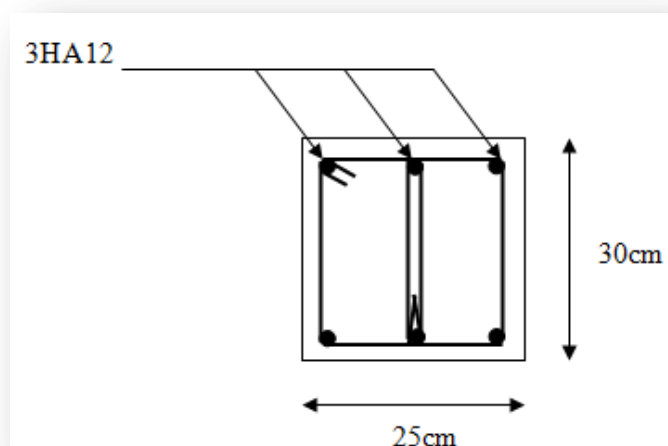


Figure VI.6. Ferrailage de longrine



Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser et étudier et contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.





Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de master II, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.





Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

BIBLIOGRAPHIE




REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
-  Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2




LIVRES

-  Calcul des ouvrages en béton armé ; M.BELAZOUGUE
-  Conception et calcul des structures de bâtiment ; H. THONIER
-  Béton armé - Guide de calcul ; Jacques Lamirault, Henri Renaud.
-  Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment, Gros œuvre ; Edition 2003 ;
Auteur(s) : Henri Renaud




LES MEMOIRE

-  Etude d'un bâtiment en r+9+sous-sol contreventement mixte ; UBMA.
-  Eude d'un bâtiment en béton arme (RDC+ 9 étages + s/sol) ; USDB.
-  Etude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation contreventement Mixte (portique + voile) ; BBA.

COURS

-  Béton armé ; Mr LOGZIT
-  Dynamique des structures ; Mr MAZOUZ
-  Bâtiments ; Mr ZIANI

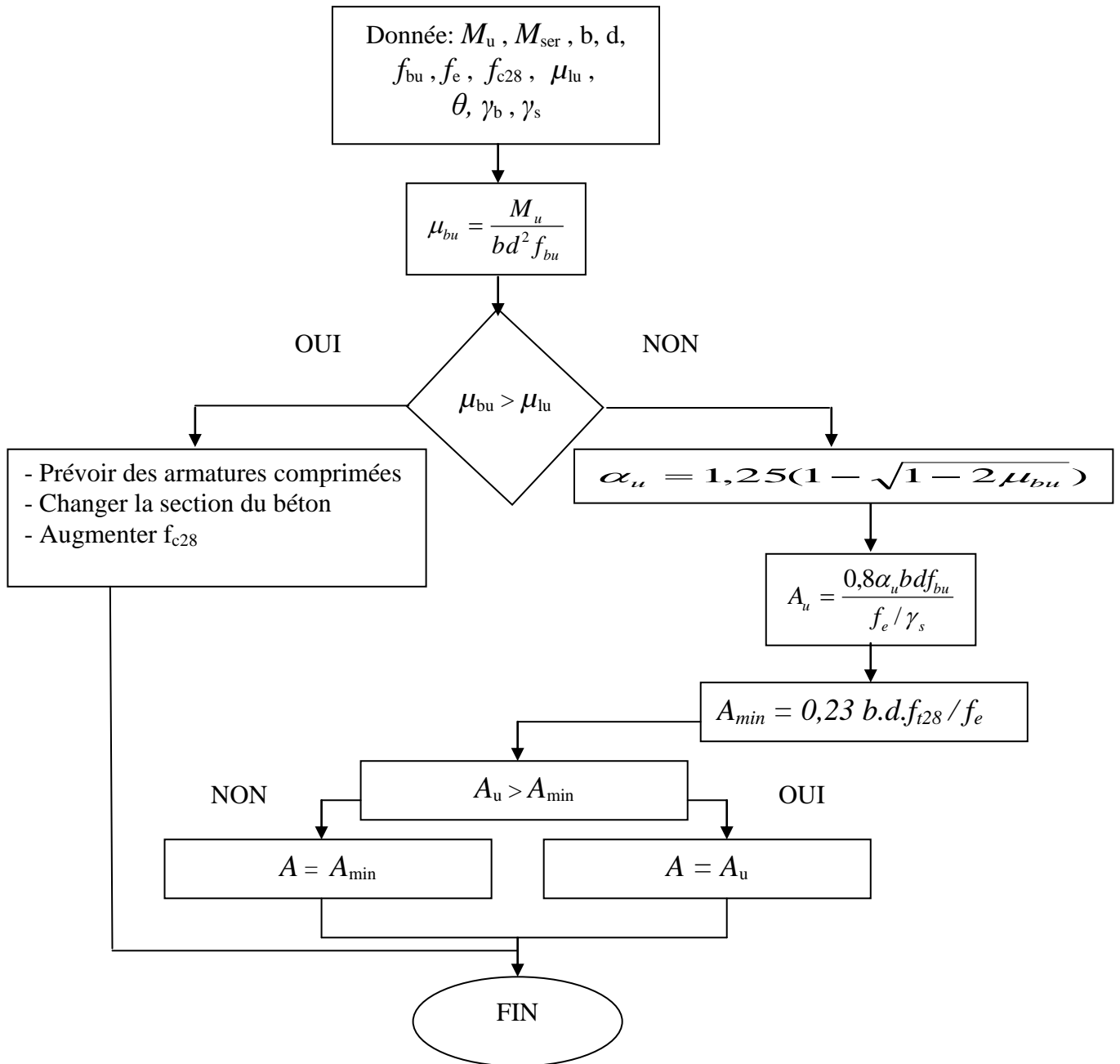
LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014.
-  WORD 2010.
-  AUTO CAD 20014.

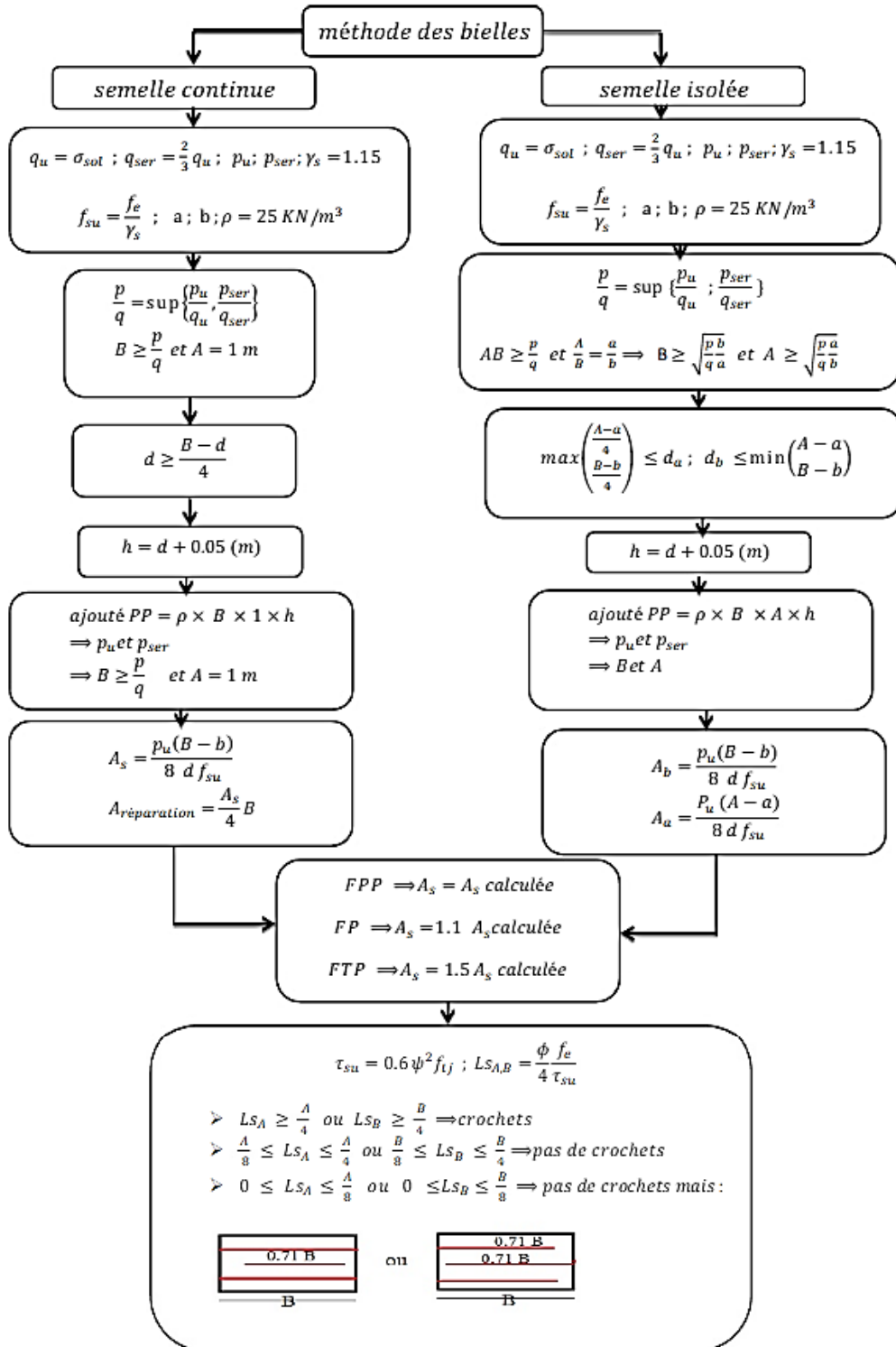


Les Annexes

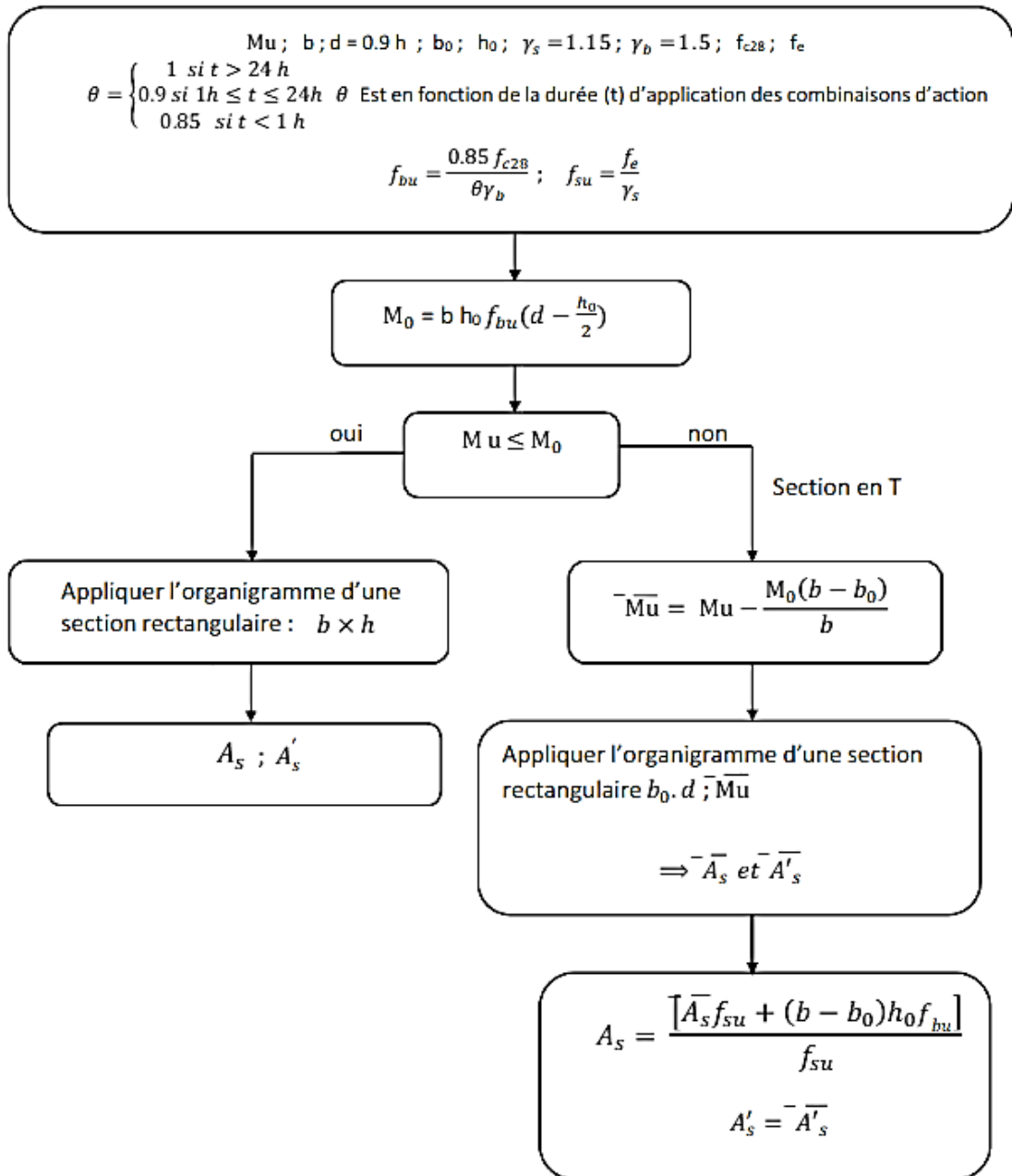
Organigramme.2.Flexion simple d'une section rectangulaire à l'ELU.



Organigramme.7.Méthode des bielles

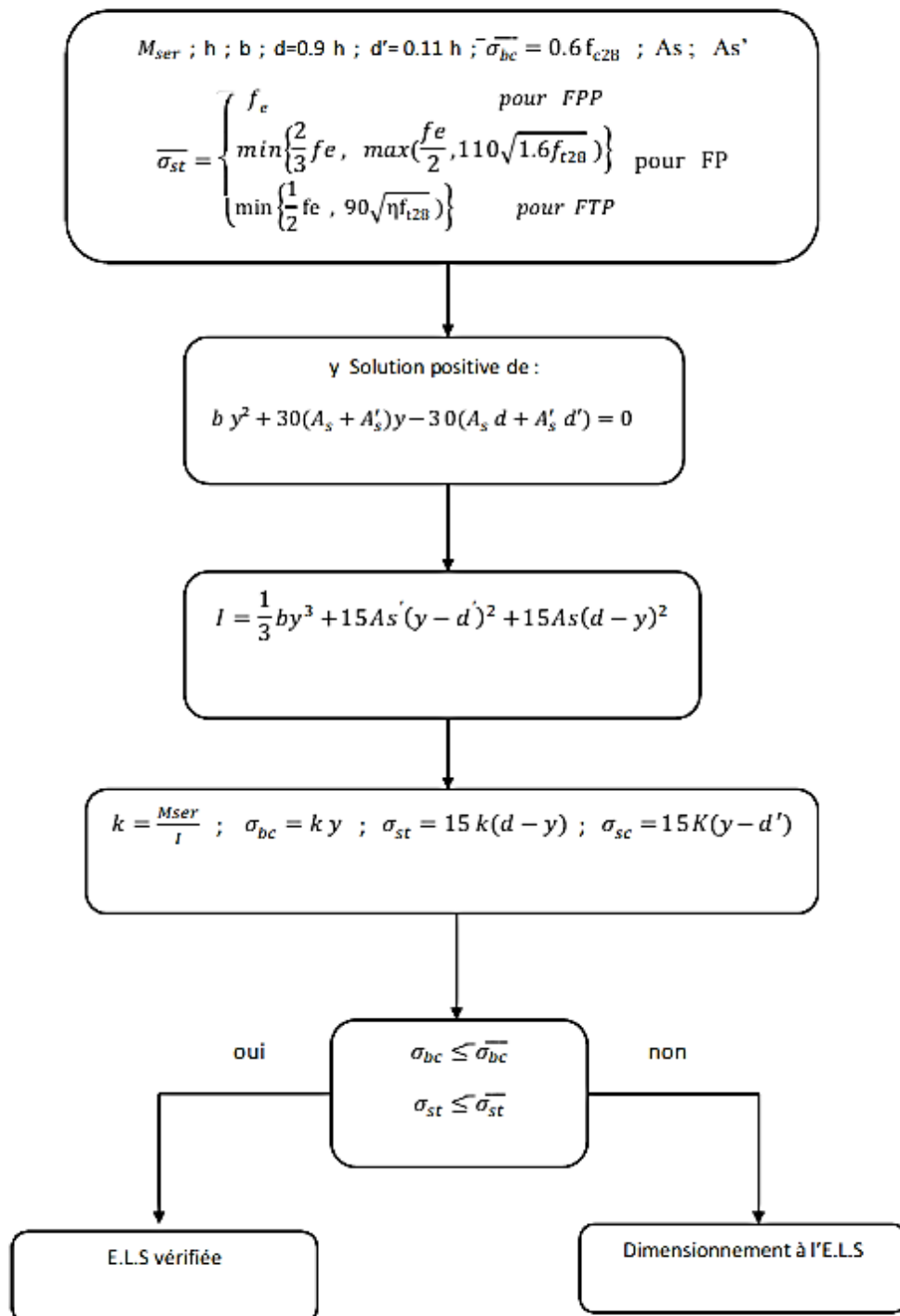


Organigramme.3. Flexion simple d'une section en T à l'ELU.

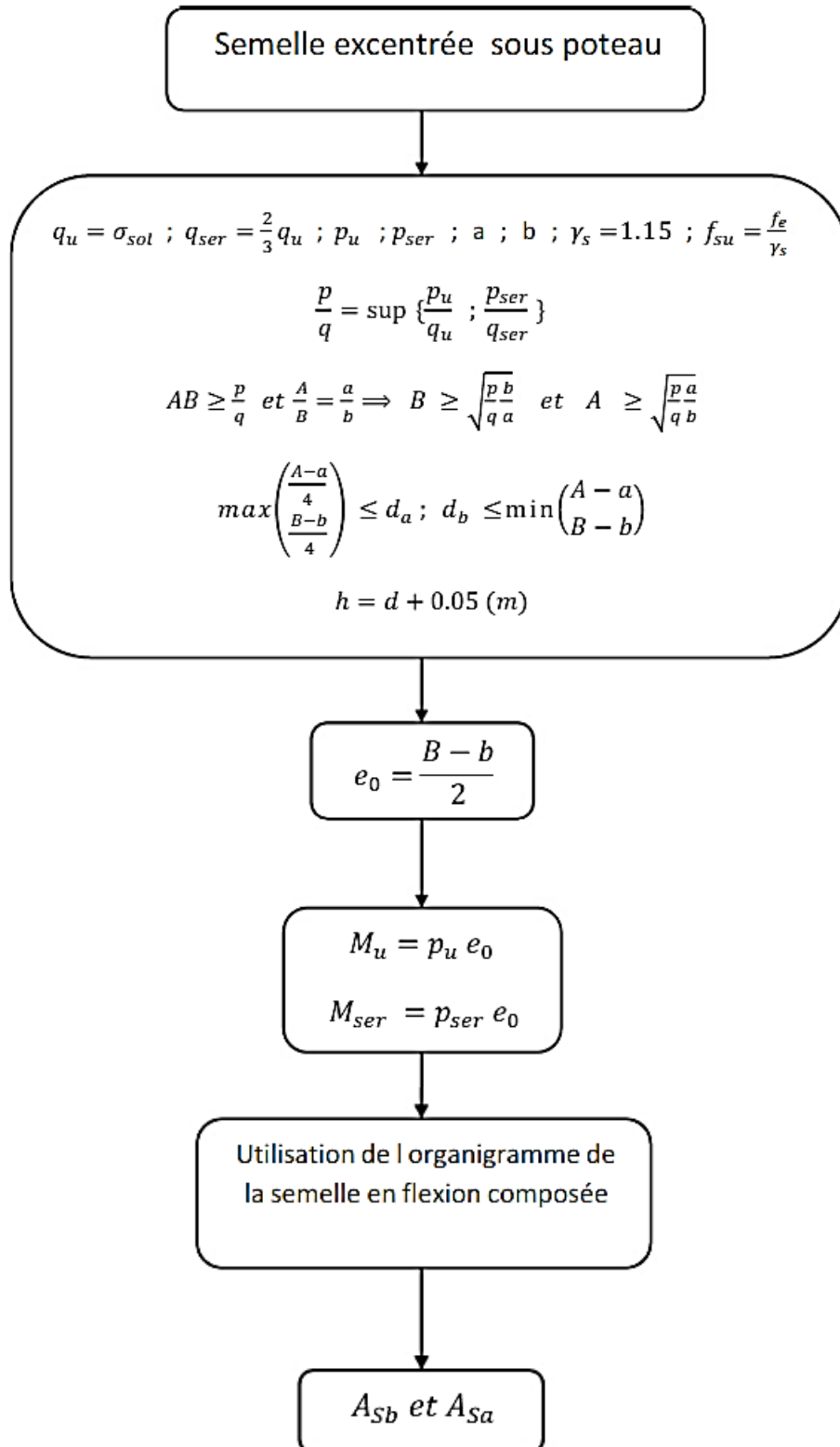


Annexes

Organigramme.11. Vérification la contrainte à l'ELS.

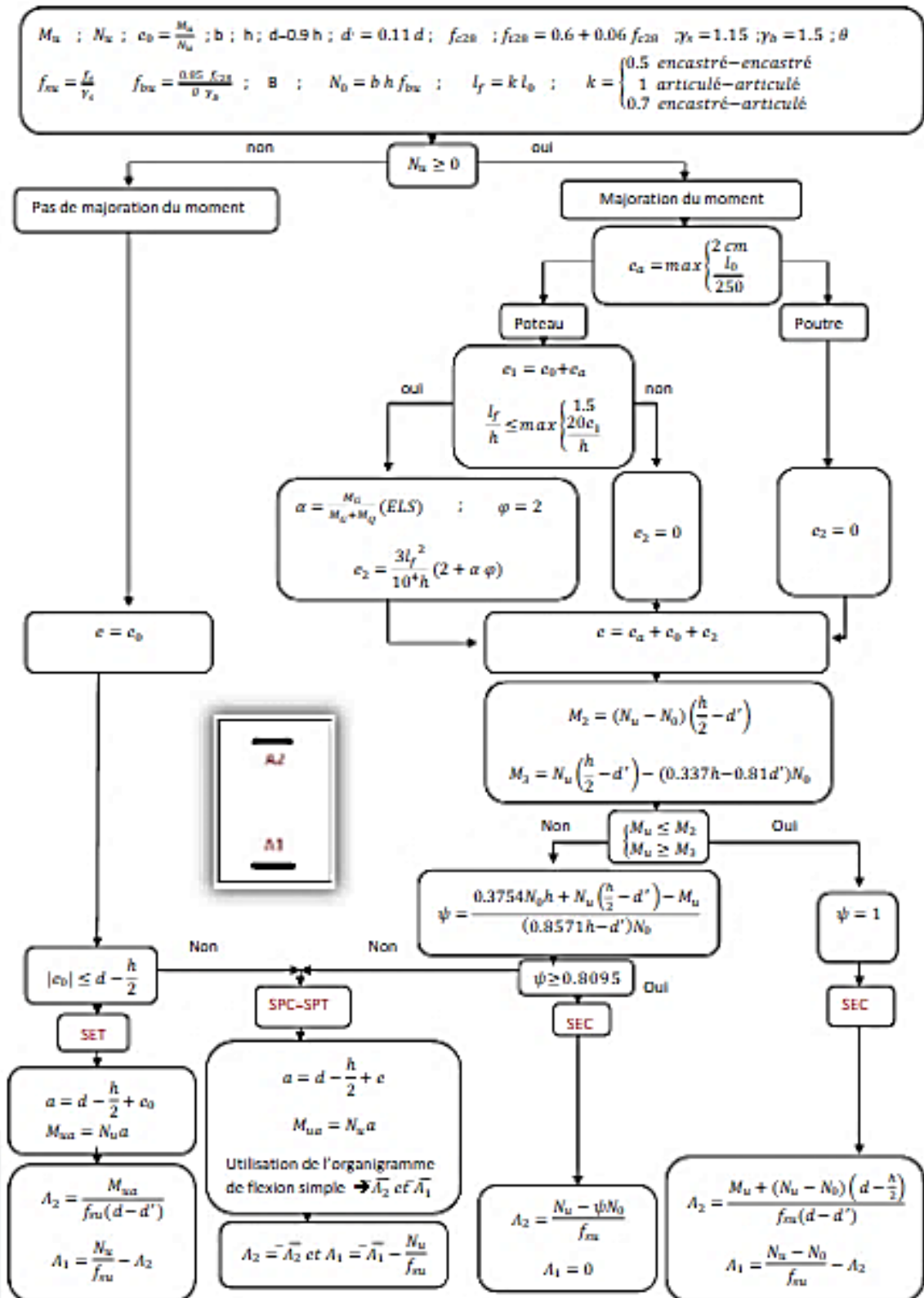


Organigramme.9.Semelle excentrée sous poteau.



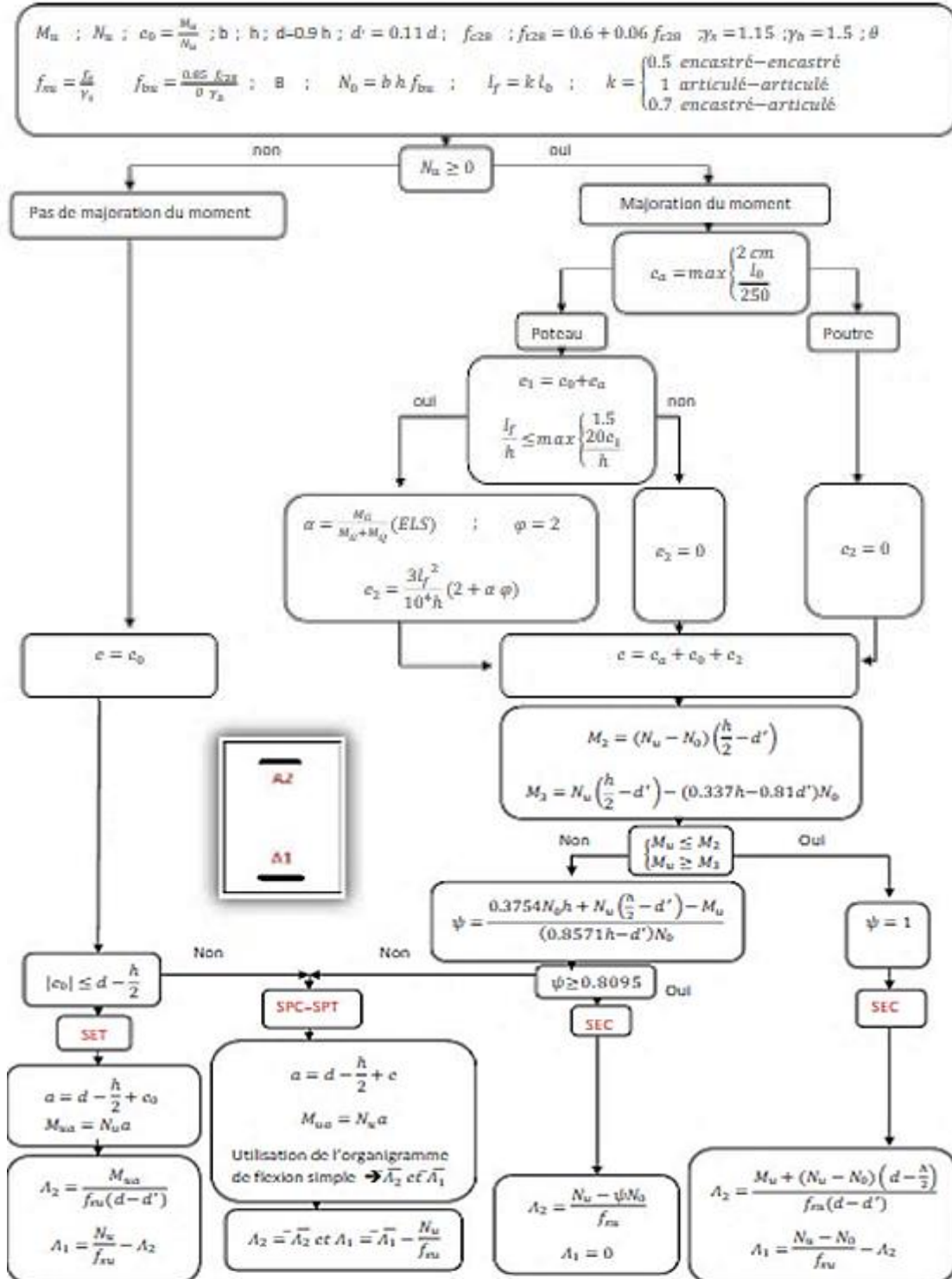
Annexes

Organigramme.6. Calcul d'une section rectangulaire à L'ELU en flexion composée.



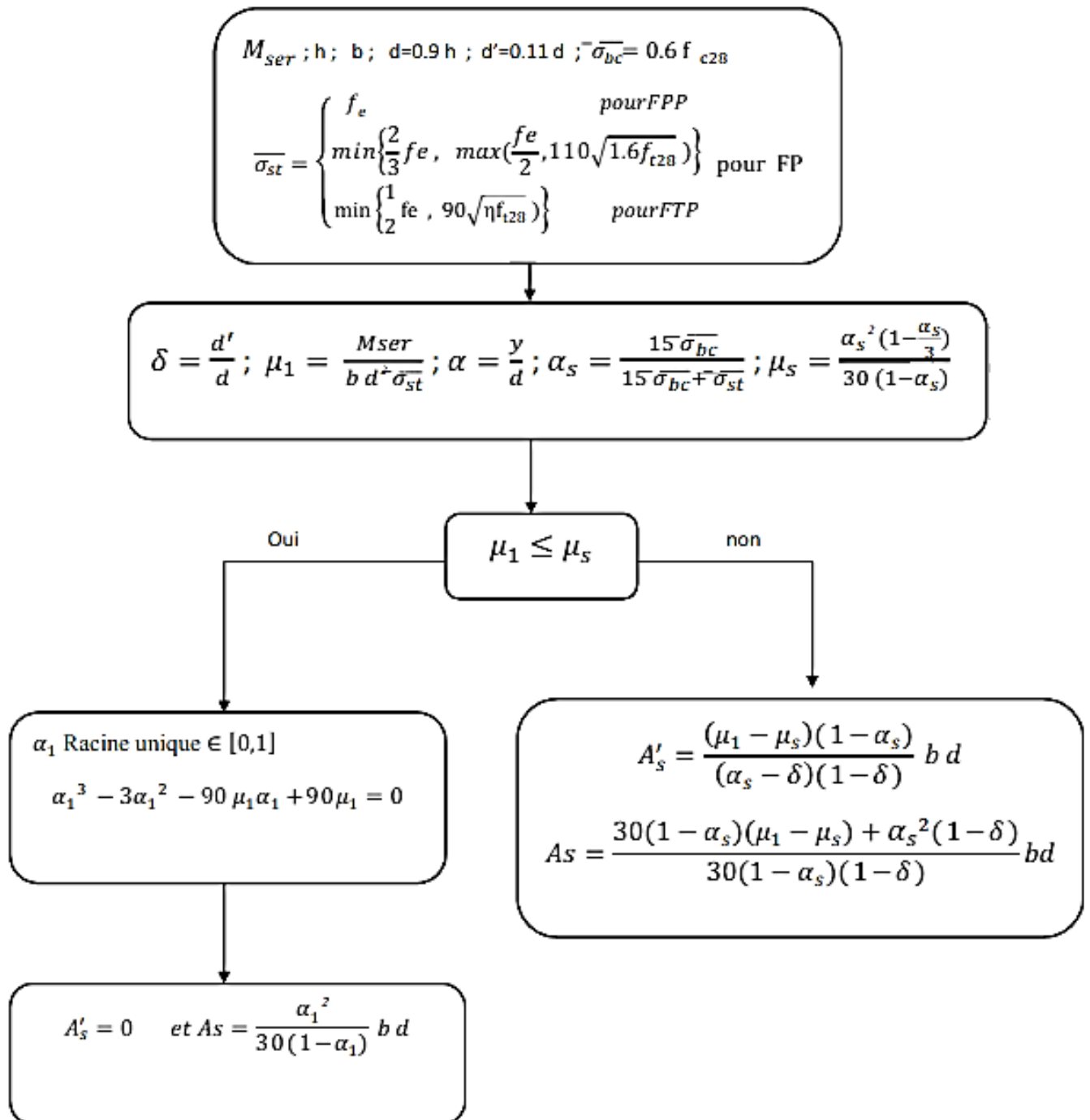
Annexes

Organigramme.6. Calcul d'une section rectangulaire à L'ELU en flexion composée.



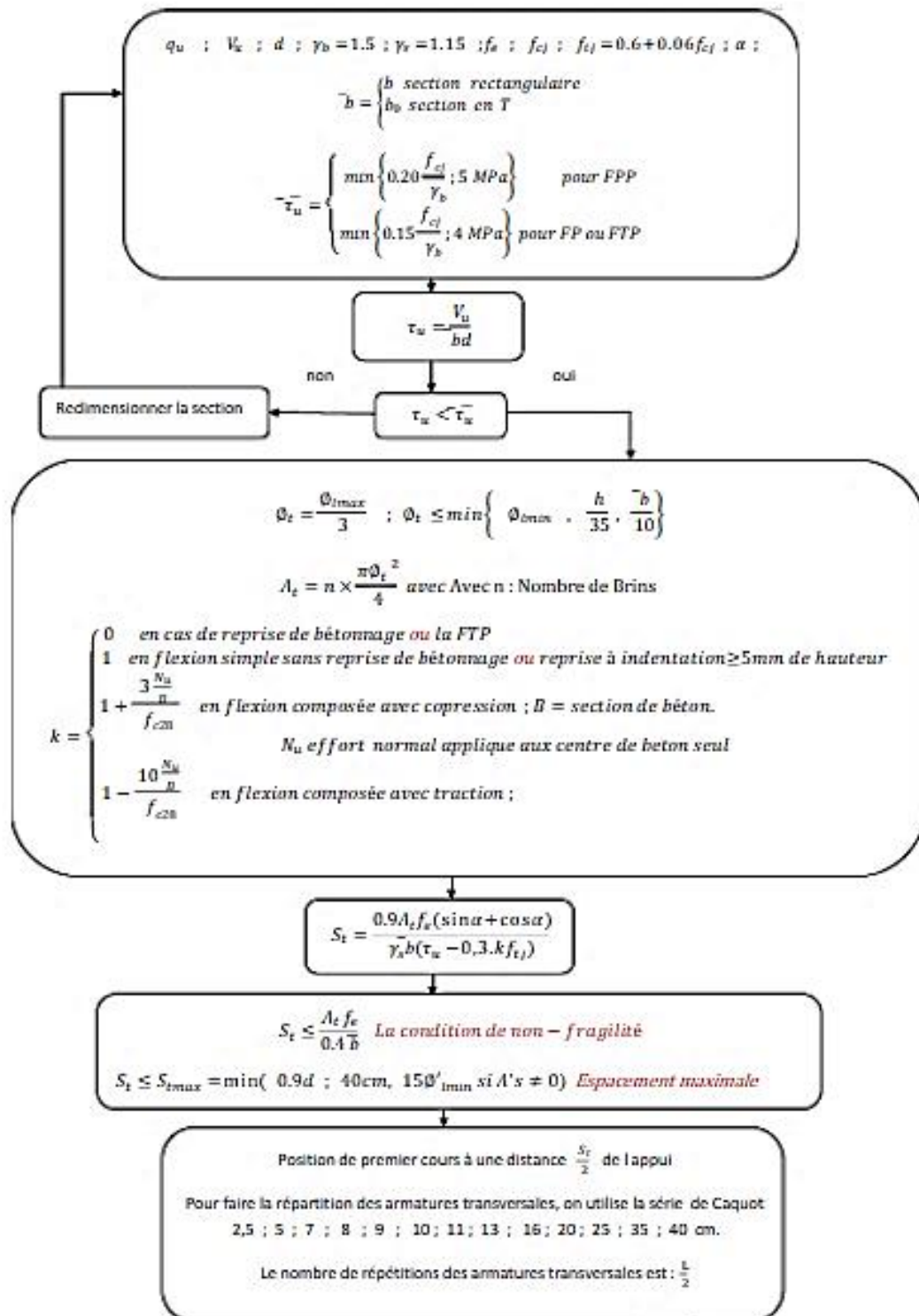
Annexes

Organigramme.4. Calcul d'une section rectangulaire à L'ELS en flexion simple.



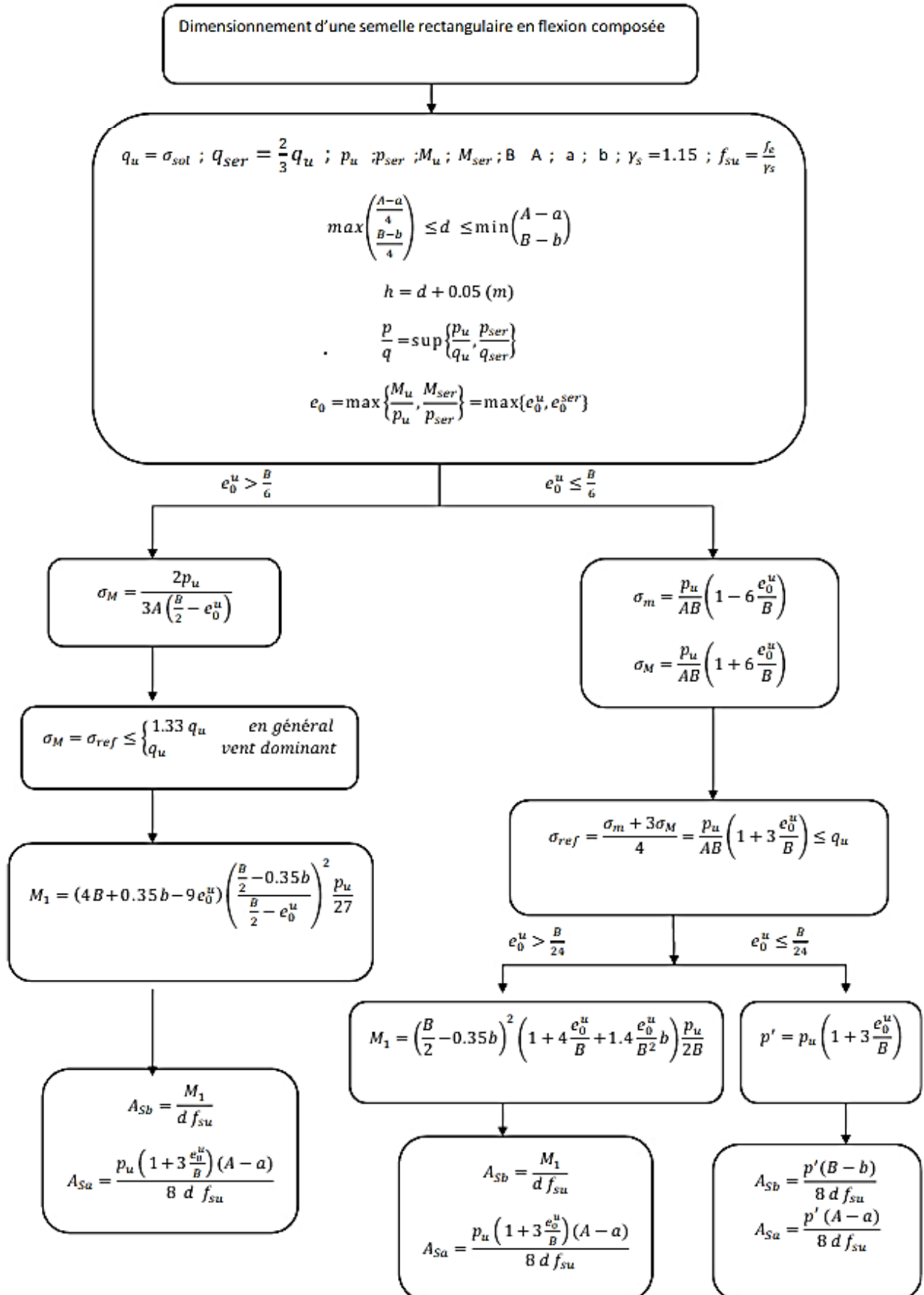
Annexes

Organigramme.10. Vérification la contrainte de cisaillement à L'ELU.



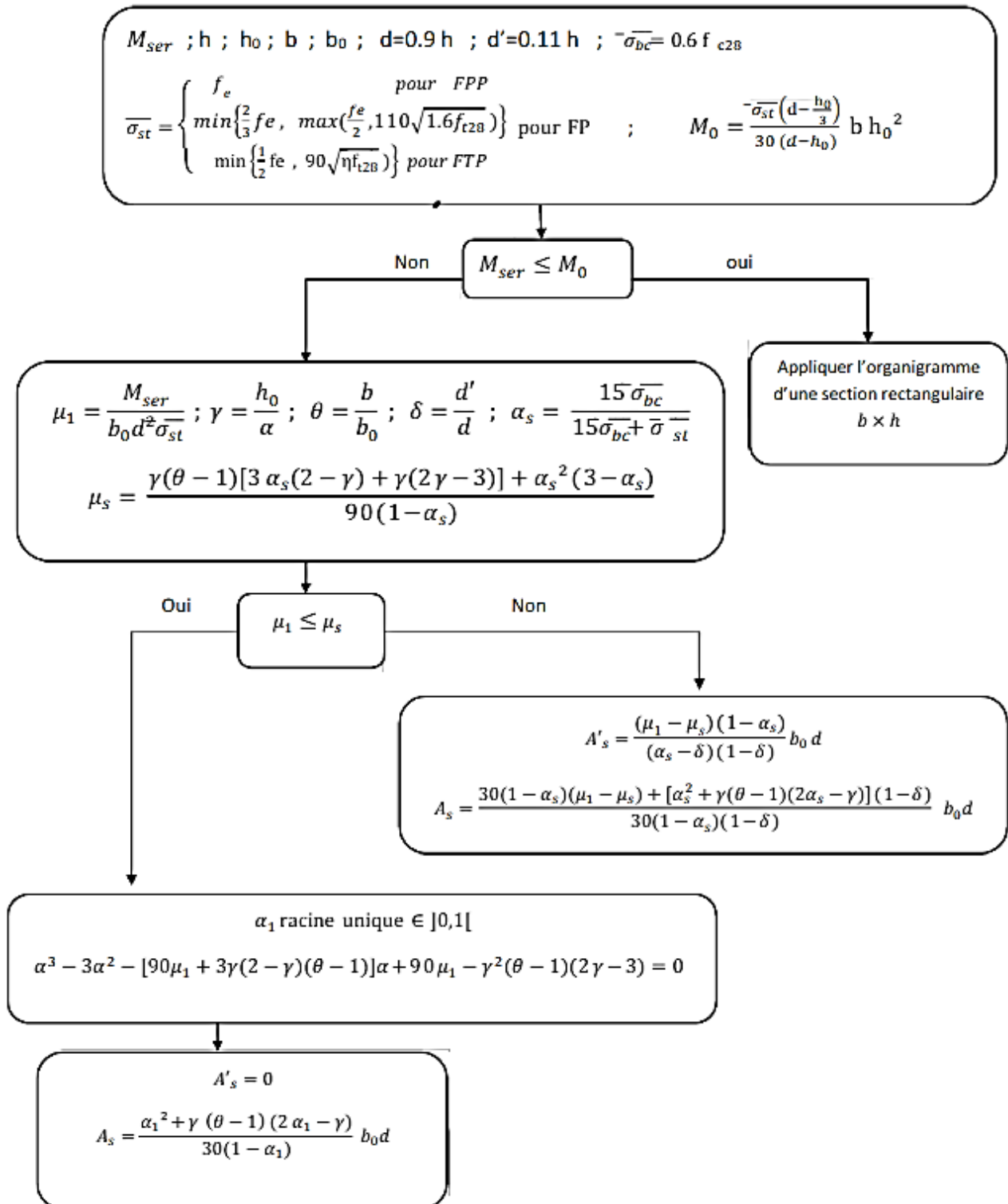
Annexes

Organigramme.8. Dimensionnement d'une semelle rectangulaire en flexion composée.



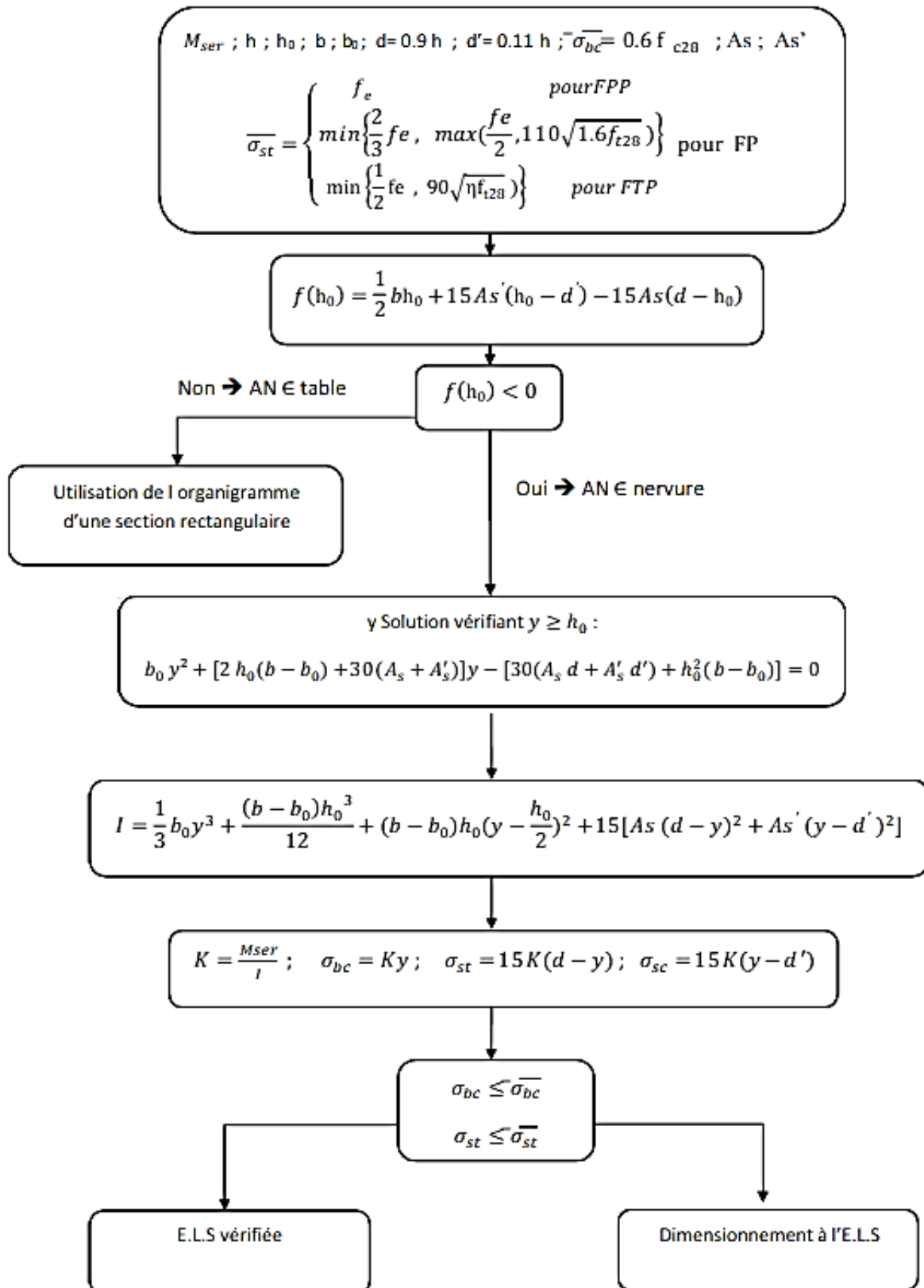
Annexes

Organigramme.5. flexion simple à l'ELS d'une section en T.



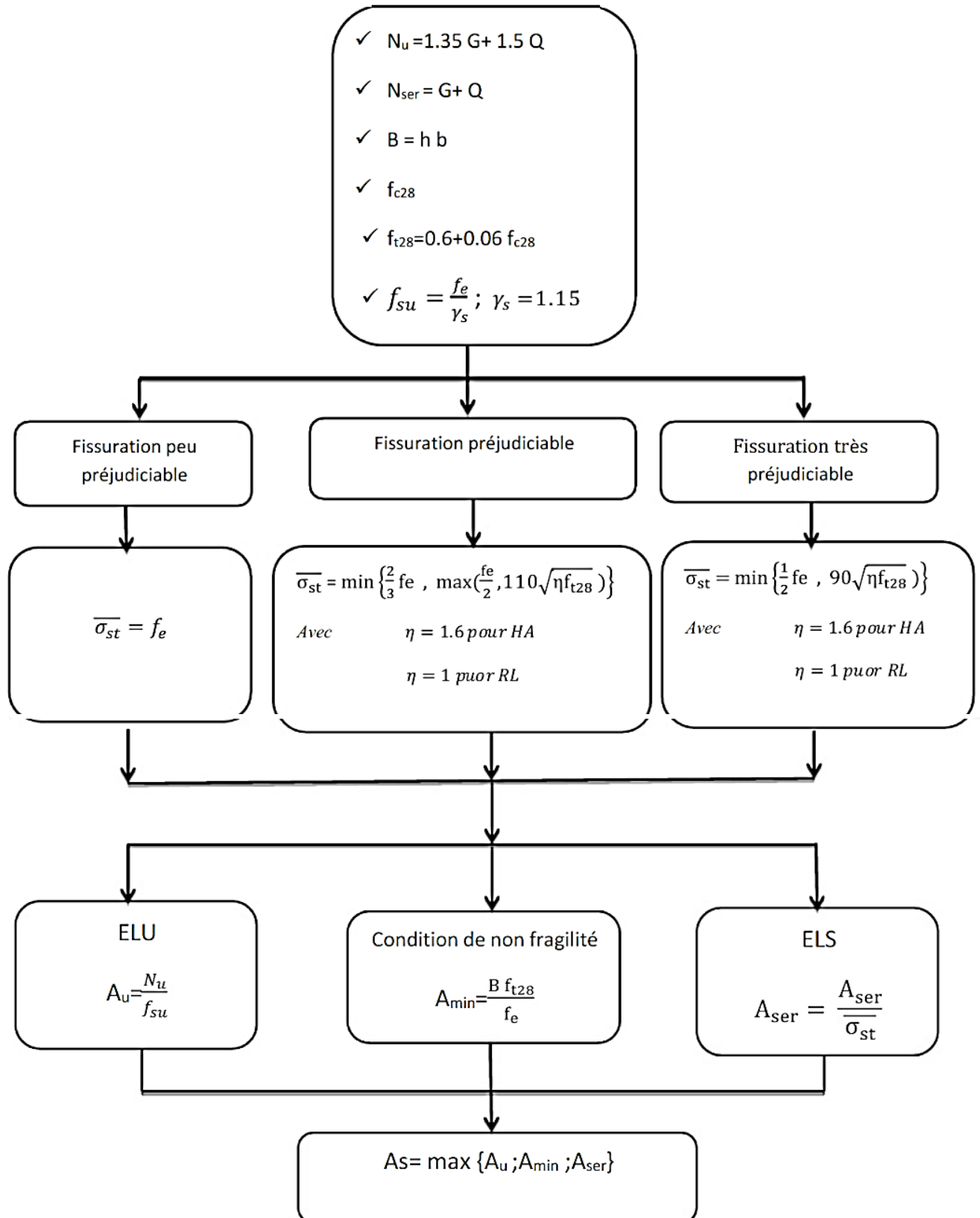
Annexes

Organigramme.12. Vérification la contrainte à l'ELS d'une section en T.



Annexes

Organigramme.1.Traction simple.



Annexes

Tableau.1. Section réelles d'armatures
Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
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	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

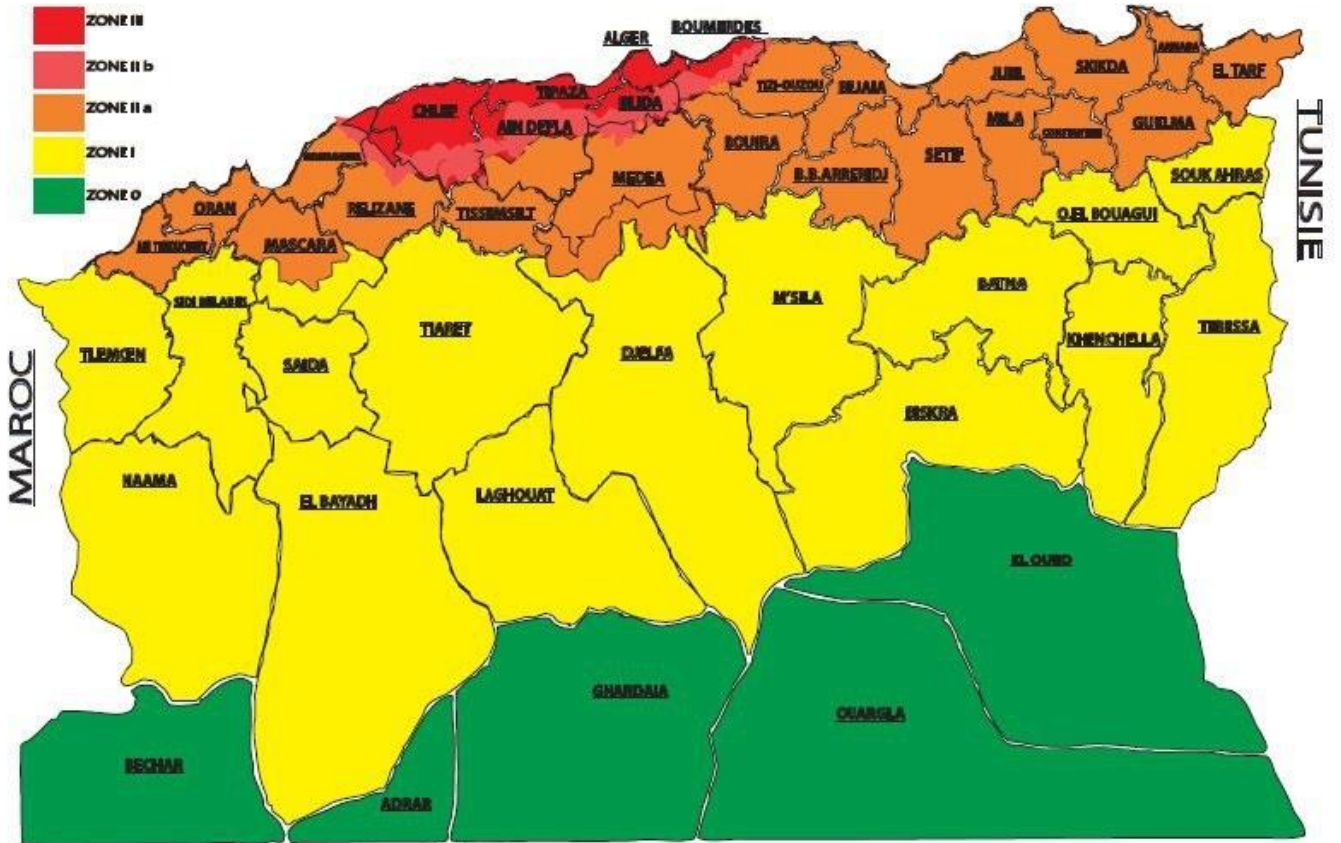


Figure.1. Carte de zonage sismique de l'Algérie