

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Université Mohamed El Bachir Elibrahimi –Bordj Bou Arreridj
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département Génie Civil

جامعة محمد البشير الإبراهيمي برج بو عريريج
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية



Mémoire pour l'obtention
du Diplôme De Master en
génie civil
Option: structures

Thème

**ÉTUDE COMPARATIVE ENTRE DEUX MÉTHODE
DE CALCUL DE STRUCTURE
D'UN BÂTIMENT « RDC + 5 ÉTAGES » À USAGE
D'HABITATION AVEC UN SYSTÈME
DE CONTREVENTEMENT CONSTITUÉ PAR
DES VOILES PORTEURS EN BÉTON ARMÉ**

Présenté et soutenu en septembre 2020 par :

Lamara Mohamed
Ferchiche Hamza

Devant le jury composé de :

M^f Kessal Oussama
M^f Logzit Nacer
M^f Abdemeziane Nabil
M^f Attia Abdelkader

Président
Examineur
Examineur
Encadreur

ANNEE UNIVERSITAIRE 2019-2020
Mémoire soutenu le 22/09/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Avant tout, louanges et remerciements à **ALLAH**; qui nous a comblé de ses bienfaits, en nous accordant-sans mérite de notre part- la chance de rechercher la science et le savoir, la santé et la patience durant toutes ces années d'études et pour la réalisation de ce modeste travail que nous espérons être utile.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à **Mr A. ATTIA**, pour avoir contribué efficacement à l'élaboration de ce mémoire, avec ses orientations et ses conseils.

Nous tenons aussi à remercier fortement nos enseignants de l'université Mohamed El Bachir el Ibrahimi Bordj Bou Arreridj pour toute la connaissance qu'ils nous ont transmis.

Nous voulons remercier aussi, les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en participant à notre soutenance.

HAMZA & MOHAMMED



Dédicaces Dédicaces

*Je dédie cet humble travail en témoignage
de mon profond respect, et toute ma gratitude
A mes **très chers parents** envers le soutien,
les sacrifices et tous les efforts qu'ils ont fait
pour mon éducation ainsi que ma formation*

*Mes très chères sœurs et mes très chers frères,
Toute ma famille **LAMARA** et **AMARA**,*

*A mes meilleurs amis à toute la promotion,
et à toute personne ayant de près ou de loin
L'accomplissement de ce mémoire.*

MOHAMMED

Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail spécialement à a la pensée de ma très regrettée défunte mère (رحمها الله) à qui je dois tout.

- *Ma chère épouse et mes adorables enfants (Khadidja, Nacer, Abdellah et la petite Sahra).*
- *Mes chers frères, sœurs, beaux-frères et belles sœurs.*
- *Mes neveux et mes nièces.*
- *Tous mes ami(e)s.*
- *Tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la réalisation de ce projet.*

Enfin, je remercie mon camarade et ami Mohamed avec qui j'ai contribué à la réalisation de ce modeste travail, ainsi qu'à sa famille.

Hamza Ferchiche -

RÉSUMÉ

Le bâtiment étudié dans ce mémoire, est constitué d'un rez-de-chaussée qui contient des locaux commerciaux, et cinq étages en 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 les deux méthodes (méthode de CAQUOT, méthode des TROIS MOMENTS), et 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 modifier 99 et RPA 99 version 2003, a été fait manuellement.

La fondation du bâtiment est composée de semelles isolées et filantes.

Mots clés:

Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2014, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99, Étude comparative, méthode de Caquot, méthode des trois moments.

ABSTRACT:

The building studied in this thesis consists of a ground floor, which contains commercial premises, and five floors of residential accommodation, which will be located in the wilaya of Bordj Bou Arreridj, Ain Taghrout commune classified in zone IIa according to the Algerian earthquake regulation (RPA 99 version 2003).

The beams, columns, and sails ensure the stability of the structure. The study and the analysis of this structure were established by two methods (CAQUOT method, THREE MOMENTS method), and software (ROBOT 2014).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely the BAEL91 modify 99 and RPA 99 version 2003, was done manually.

The foundation of the building are made up of insulated and continuous footings.

Keywords:

Building, Reinforced concrete, ROBOT 2014, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99, Comparative study, CAQUOT method, THREE MOMENTS method.

الملخص:

المبنى الذي تمت دراسته في هذه المذكرة يتكون من طابق ارضي مخصص للمحلات التجارية و 5 طوابق مخصصة للسكنات، تم انجازها بولاية برج بوعرييج بلدية عين تاغروت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003).

استقرار البناية مضمون بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة، تمت دراسة و تحليل هذا الهيكل باستعمال طريقتين (طريقة CAQUOT و طريقة العزوم الثلاثة) بالإضافة الى برنامج 2014 ROBOT.

تحديد أبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (91 BAEL المعدل في 99) و (RPA نسخة 2003).

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن اساسات معزولة و موحدة.

الكلمات المفتاحية :

العمارة، الخرسانة المسلحة، 2014 ROBOT ، 91 BAEL معدلة في 99 ، RPA نسخة 2003, دراسة مقارنة ، طريقة CAQUOT , طريقة العزوم الثلاثة

SOMMAIRE

PAGES

Introduction générale **01**

CHAPITRE I

Présentation du projet et Caractéristique mécaniques des matériaux

Partie 01 : Présentation du projet

I.1. Introduction	03
I.2. Présentation de l'ouvrage	03
I.3. Les éléments de la structure	04
I.3.1. Structure de contreventement	04
I.3.2. Les Planchers	04
I.3.3. Escaliers	04
I.3.4. Maçonnerie	04
I.3.5. Revêtement	05
I.3.6. L'Acrotère	05
I.3.7. Fondations	05

Partie 01 : Caractéristique mécaniques des matériaux

I.4. Introduction	06
I.5 Béton	06
I.6 Acier	12
I.7 Règles et Normes de calcul	16

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des structures du bâtiment

II.1. Introduction	17
II.2. Pré dimensionnement des planchers	17
II.3. Pré dimensionnement des poutres	18
II.4. Les poteaux	20
II.5. Les voiles	21

II.6. L'acrotère	21
II.7. Les escaliers	22

CHAPITRE III

Calcul de charges et descente des charges

III.1. Évaluation des charges (DTR B.C.2.2)	24
III.1.1. Plancher terrasse	24
III.1.2. Plancher étage courant	25
III.1.3. Les murs extérieurs	25
III.1.4. Les escaliers	26
III.1.5. Les dalles pleines	27
III.1.6. L'acrotère	27
III.2. La descente de charges	28
III.2.1. Introduction	28
III.2.2. Loi de dégression (DTR B.C.2.2 ; P17)	28
III.2.3. Descente de charges des poteaux	28
III.2.4. Vérification des Poteaux	34

CHAPITRE IV

Calcul des éléments secondaires

IV.1. Introduction	36
IV.2. Calcul de l'acrotère	36
IV.2.1. Calcul des sollicitations	37
IV.2.2. Ferrailages	37
IV.2.3. Les Vérifications	39
IV.2.4. Dessin de ferrailage	40
IV.3. Étude des dalles pleines	41
IV.3.1. Introduction	41

IV.3.2. Panneau de la dalle sur 4 appuis	41
IV.3.3. Dalle sur 3 appuis	46
IV.4. Les planches	50
IV.4.1. Choix de la méthode de calcul	50
IV.4.2. Calcul des sollicitations	52
IV.4.3. Ferrailage des poutrelles	56
IV.4.4. Les vérifications	58
IV.4.5. Vérification de la flèche	60
IV.4.6. Ferrailage de la dalle de compression	60
IV.4.7. Schéma de Ferrailage	61
IV.5. Les escaliers	63
IV.5.1. Calcul des sollicitations	63
IV.5.2. Ferrailage	65
IV.5.3. Les vérifications	68
IV.5.4. Vérification de la flèche	70
IV.5.5. Schéma de ferrailage de l'escalier	73
IV.5.6. Étude de la poutre palière	74

CHAPITRE V

Étude comparative des portiques par deux méthodes

(La méthode de CAQUOT, et la méthode des TROIS MOMENTS)

V.1. Calcul des portiques par la méthode de CAQUOT	81
V.1.1. Définitions et notations de la méthode de CAQUOT	81
V.1.2. Application	89
V.2. Calcul des portiques par la méthode des TROIS MOMENTS	101
V.2.1 Introduction	101
V.2.2. Définitions	101
V.2.3. Degré d'hyperstaticité d'une poutre continue	102

V.2.4. Théorème des TROIS MOMENTS ou de CLAPEYRON	102
V.2.5. Expressions du moment fléchissant et de l'effort tranchant	103
V.2.6. Les étapes de la méthode des TROIS MOMENTS	104
V.3. Comparaison entre les deux méthodes	108
V.4. Ferrailage des éléments structuraux	113
V.4.1. Introduction	113
V.4.2. Étude des poteaux	113
V.4.3. Étude des poutres	123
V.4.4. Étude des voiles	131
V.4.5. Conclusion	137

CHAPITRE VI

Étude sismique

VI.1. Introduction	138
VI.2. Choix de la méthode de calcul	138
VI.2.1. Méthode statique équivalente	138
VI.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	142
VI.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003	149
VI.3.1. Vérification de la résultante des forces sismiques	149
VI.3.2. Vérification des déplacements	150
VI.3.3. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	151
VI.3.4. Justification de l'interaction voiles-portiques	152
VI.3.5. Vérification de l'excentricité	153
VI.3.6. Vérification d'ensemble	154
VI.4. Conclusion	155

CHAPITRE VII

L'infrastructure

VII.1. Introduction	156
VII.2. Combinaisons de calcul	156
VII.3. Choix du type des fondations	156
VII.4. Étapes de calcul de la semelle	157
VII.4.1. Vérification des semelles	157
VII.4.2. Étude des semelles isolées	159
VII.4.3. Étude des semelles filantes sous (voile + poteau)	162
VII.5. Étude de la poutre libage	164
VII.6. La longrine	167
Conclusion générale	168
Bibliographie	

LISTE DE FIGURES

PAGES

CHAPITRE I

Présentation du projet et Caractéristique mécaniques des matériaux

Figure I.1. Plancher à corps creux	04
Figure I.2. Plancher en dalle pleine	04
Figure I.3. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	07
Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELU	10
Figure I.5. Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELS	11
Figure I.6. Diagramme rectangulaire simplifié	11
Figure I.7. Diagramme contrainte-déformation d'acier	12
Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots)	14

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des structures du bâtiment

Figure II.1. Planchers à corps creux	17
Figure II.2. Schéma du plancher	18
Figure II.3. Schéma de la poutre principale	19
Figure II.4. Schéma de la poutre secondaire	20
Figure II.5. Coupe du voile en élévation	21
Figure II.6. Schéma de l'acrotère	22
Figure II.7. Schéma de l'escalier	22

CHAPITRE III

Calcul de charges et descente des charges

Figure III.1. Plancher terrasse inaccessible	24
Figure III.2. Plancher étage courant	25
Figure III.3. Les murs extérieurs	25
Figure III.4. Poteau Central	28
Figure III.5. Poteau de rive	31

CHAPITRE IV

Calcul des éléments secondaires

Figure IV.1. Schéma de ferrailage de l'acrotère	40
Figure IV.2. Panneau sur 4 appuis	41
Figure IV.3. Section théorique pour le ferrailage	42
Figure IV.4. Schéma de Ferrailage de la dalle sur 4 appuis	45
Figure IV.5. Panneau sur 3 appuis	46
Figure IV.6. Section de la dalle pleine à ferrailer	46
Figure IV.7. Schéma de ferrailage de la dalle sure 3 appuis	49
Figure IV.8. Schéma de poutrelle (3 travée)	52
Figure IV.9. Diagramme de moment à l'ELU (KN.m)	55
Figure IV.10. Diagramme de moment à l'ELS (KN.m)	55
Figure IV.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (KN)	55
Figure IV.12. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (KN)	55
Figure IV.13. Ferrailage de poutrelle	61
Figure IV.14. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	62
Figure IV.15. Escalier coupe transversale (de RDC)	63
Figure IV.16. Escalier -vue en plan-	63
Figure IV.17. Schéma statique d'escaliers	64
Figure IV.18. Schéma de ferrailage de l'escalier	73
Figure IV.19. Poutre palière	74
Figure IV.20. La poutre à la torsion	77

CHAPITRE V

Étude comparative des portiques par deux méthodes

(La méthode de CAQUOT, et la méthode des TROIS MOMENTS)

Figure V.1. Caractéristiques géométriques du portique	82
Figure V.2. Notations	84

Figure V.3. Légende dans: E.2.4,4 (B.A.E.L 91 MOD 99)	87
Figure V.4. Caractéristiques géométriques	89
Figure V.5. Schéma du portique a calculé par la méthode de Caquot	97
Figure V.6. Diagramme des moments dans les poutres calculées par la méthode de Caquot	98
Figure V.7. Diagramme des moments dans les poteaux calculés par la méthode de Caquot	99
Figure V.8. Diagramme des efforts tranchants dans les poutres calculées par la méthode de Caquot	100
Figure V.9. Schéma statique de la poutre continue	101
Figure V.10. Schéma statique de deux travées successives d'une poutre	102
Figure V.11. Décomposition de la poutre continue en travées indépendantes	104
Figure V.12. Diagramme des moments dans les poutres, calculés par la méthode des trois moments A L'ELU	104
Figure V.13. Diagramme des efforts tranchants dans les poutres, calculés par la méthode des trois moments A L'ELU	107
Figure V.14. Diagramme des moments dans les poutres	111
Figure V.15. Diagramme des efforts tranchants dans les poutres	112
Figure V.16. Zone nodale -	114
Figure V.17. Schéma de ferrailage du poteau	122
Figure V.18. Diagramme des contraintes	133
Figure V.19. Schéma de ferrailage des voiles	136

CHAPITRE VI

Étude sismique

Figure VI.1. Vue générale du modèle	143
Figure VI.2. 1 ^{er} mode - Vue déformée	144
Figure VI.3. 2 ^{ème} mode - Vue déformée	144

Figure VI.4. 3 ^{ème} mode - Vue déformée	145
Figure VI.5. Disposition des voiles	146
Figure VI.6. Vue générale avec voile	146
Figure VI.7. 1 ^{er} mode - Vue déformée	148
Figure VI.8. 2 ^{ème} mode - Vue déformée	148
Figure VI.9. 3 ^{ème} mode – Vue déformée	149

CHAPITRE VII

L'infrastructure

Figure VII.1. Schéma d'une semelle isolée	157
Figure VII.2. Schéma d'une semelle filante	158
Figure VII.3. Diagramme trapézoïdale	160
Figure VII.4. Disposition des armatures d'une semelle isolée	162
Figure VII.5. Ferrailage des semelles filantes	164
Figure VII.6. Ferrailage de la poutre libage	166
Figure VII.7. Ferrailage de longrine	167

LISTE DES TABLEAUX

PAGES

CHAPITRE III

Calcul de charges et descente des charges

Tableau III.1. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible à corps creux	24
Tableau III.2. Évaluation des charges du plancher courant à corps creux	25
Tableau III.3. Évaluation des charges des murs extérieurs	26
Tableau III.4. Évaluation des charges de la volée	26
Tableau III.5. Évaluation des charges du palier	27
Tableau III.6. Évaluation des charges de dalle pleine	27
Tableau III.7. Évaluation des charges de l'acrotère	27
Tableau III.8. Descente des charges sur le poteau central	30
Tableau III.9. Descente des charges sur le poteau de rive	33
Tableau III.10. Résultats de la descente de charges obtenue pour les deux poteaux	34

CHAPITRE IV

Calcul des éléments secondaires

Tableau IV.1. Combinaison à ELU (KN.m)	37
Tableau IV.2. Combinaison à ELS (KN.m)	37
Tableau IV.3. Les résultats de calcul.	48
Tableau IV.4. Les résultats de calcul.	49
Tableau IV.5. Calcul des efforts internes (M ; V) à l'ELU	53
Tableau IV.6. Calcul des efforts internes (M ; V) à l'ELS	54
Tableau IV.7. Sollicitations dans l'escalier	65
Tableau IV.8. Les résultats de calcul	68
Tableau IV.9. Valeurs des Armatures longitudinales	79
Tableau IV.10. Section de ferrailage de poutre palière	80

CHAPITRE V

Étude comparative des portiques par deux méthodes

(La méthode de CAQUOT, et la méthode des TROIS MOMENTS)

Tableau V. 1 : Caractéristiques géométriques du portique longitudinal	92
Tableau V. 2 : Moments fictifs et moments réels au niveau des nœuds du portique longitudinal	94
Tableau V. 3 : Moments en Travée et Effort tranchant du portique longitudinal a l'ELU	95
Tableau V. 4 : Efforts Normaux dans le portique longitudinal	96
Tableau V. 5 : Moments en Travée et Effort tranchant du portique longitudinal a l'ELU	105
Tableau V.6 : Efforts Normaux dans le portique longitudinal a l'ELU	108
Tableau V.7 : Tableau comparatif des Efforts Normaux dans le portique longitudinal	112
Tableau V.8 : Section d'armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	114
Tableau V.9 : Sollicitation dans les poteaux	114
Tableau V.10 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux	118
Tableau V.11 : Ferrailages transversale des poteaux	119
Tableau V.12 : Vérification au flambement des poteaux des différents étages	120
Tableau V.13 : Vérification des contraintes	121
Tableau V.14 : Vérification des contraintes tangentielles	121
Tableau V.15 : Ferrailage des poutres principales et secondaires	124
Tableau V.16 : Vérification des contraintes tangentielles	127
Tableau V.17 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	128
Tableau V.18 : Vérification de la contrainte limite de béton	129
Tableau V.19 : Section de ferrailage des poutres principales et secondaires	130
Tableau V.20 : Les sollicitations dans les voiles	132
Tableau V.21 : Sections d'armatures verticales	136
Tableau V.22 : Description des armatures verticales	136

Tableau V.22 : Description des armatures horizontales	136
--	-----

CHAPITRE VI

Étude sismique

Tableau VI.1. Valeur de P_q sens X-X	140
Tableau VI. .2Valeur de P_q sens Y-Y	141
Tableau VI.3. Les facteurs de participation massique de chaque modèle.	143
Tableau VI.4. Résultat de l'analyse dynamique par logiciel ROBOT	147
Tableau VI.5. La participation massique au mode 41	147
Tableau VI.6. Vérification de la résultante des forces.	149
Tableau VI.7. Vérification des déplacements. (Sens x-x)	150
Tableau VI.8. Vérification des déplacements. (Sens Y-Y)	150
Tableau VI.9. l'effet de P- Δ , sens X-X	151
Tableau VI.10. l'effet de P- Δ ,sensY-Y	152
Tableau VI.11. Charges verticales reprises par les portiques et voiles	152
Tableau VI.12. Résume les résultats des excentricités pour chaque niveau	153
Tableau VI.13. Les valeurs de W, b_i et F (sens x-x)	154
Tableau VI.14. Les valeurs de W, b_i et F (sens y-y)	155

CHAPITRE VII

L'infrastructure

Tableau VII.1. Les valeurs des Moment et les efforts normaux à E.L.U et E.L.S	159
--	-----

LISTE DES NOTATION

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.

À 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.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- Économie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.
- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage, et pour ce, tant de méthodes reconnues par les scientifiques est souvent utilisées par les professionnels du génie civil dans les différentes études fournis par les ingénieurs pour but d'assurer de plus en plus la sécurité des constructions. Sauf que ces méthodes de calcul ont pour chacune des avantages et des inconvénients.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé globalement au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce, et particulièrement à une étude comparative des portiques par deux méthodes (méthode des trois moments et méthode de Caquot). Ce bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne, comportant un RDC pour commerce et 5 étages pour habitation n'est pas encore réalisé à la région de Ain Taghrout dans la Wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Ce mémoire est constitué de sept chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des charges et descente de charges
- Le 4ème chapitre portera sur le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- L'étude comparative des portiques par deux méthodes ainsi que Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sont présentées dans le 5ème chapitre.
- Dans le sixième chapitre on présente l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite à l'aide du logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS VERSION 2014.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

ET

CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX UTILISÉS POUR
LA RÉALISATION DU
BATIMENT

PRESENTATION DU PROJET

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, RPA99modifié en 2003) qui s'appuient 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 **AIN TAGHROUT** classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

➤ **Dimensions de l'ouvrage :**

- **En plan :**

La largeur totale **$L_x = 10,95$ m**

La longueur totale **$L_y = 21,80$ m**

- **En élévation :**

La hauteur du RDC **$h = 3,40$ m**

La hauteur des étages courant **$h = 3,23$ m**

La hauteur totale du bâtiment **$H = 20,15$ m**

➤ **Données du site :**

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site ferme: catégorie S2

I.3. Les éléments de la structure :

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 système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

I.3.2. Les Planchers :

Les planchers sont de deux types:

1. Planchers à corps creux : (hourdis + table de compression) dans tous les niveaux.
2. Planchers en dalle pleine.



Fig. 1.1 : Plancher à corps creux.



Fig.1.2 : Plancher en dalle pleine.

I.3.3. Escaliers:

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

I.3.4. Maçonnerie:

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide, composée de :

- Une cloison en briques creuses à 12 trous de 15 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5. Revêtement:

Le revêtement est constitué de:

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

I.3.6. L'Acrotère :

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

I.3.7. Fondations :

L'infrastructure, constitué d'éléments structuraux, et le système de fondation doit 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.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISÉS POUR LA RÉALISATION DU BATIMENT

I.4. Introduction :

Notre ouvrage est réalisé par le matériau béton armé, ce matériau est un mélange de béton + acier, il est obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal.

I.5. Béton :

I.5.1. Compositions :

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- ✓ La qualité du ciment et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite ainsi qu'à 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.5.2. Dosage du béton :

Le dosage des différents constituants de béton dépend de type de matériaux recherchés déterminés par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- ◆ **350kg/m³** de ciment de classe CPJ 42,5.
- ◆ **400** litres de sable de diamètre 8mm à 5mm.
- ◆ **800 litres** de gravier de diamètre de 5mm à 25mm.
- ◆ **180** litres d'eau de gâchage.

I.5.3. 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 $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

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

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

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

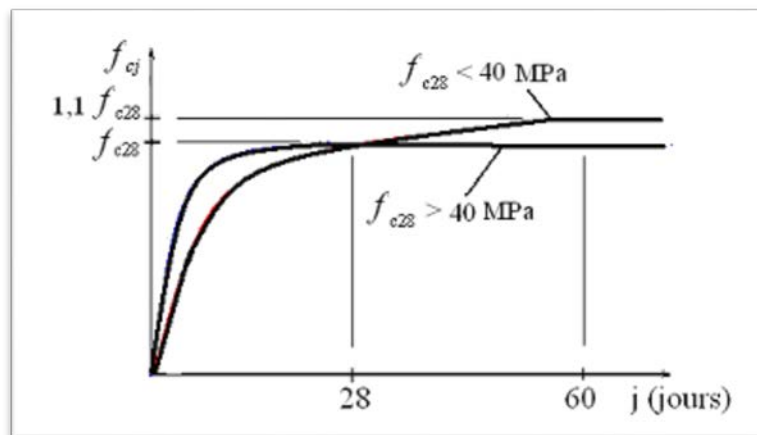


Figure I.3. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour notre ouvrage, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours

Égale à **25 MPa**.

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 :

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

Pour notre ouvrage, on admet une résistance caractéristique à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

I.5.4. Module de déformation longitudinale :

(Art 4.I .3; BAEL 91 modifié99.p77)

a) Module de déformation instantanée :

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.

b) 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 :

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

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

I.5.5. Module de déformation transversale (Coefficient de poisson) :

(Art 4.I .3; BAEL 91 modifié99.p77)

$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$ Avec :

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

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

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré) ;

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

I.5.6. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé, acquise suite aux nombreux essais effectués dans de différents pays, a 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 ; BAEL91 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 de: 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) État 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 :

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

b) État limite de service E.L.S :

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

- ✓ État limite de service d'ouverture des fissures ;
- ✓ La corrosion des armatures insuffisamment protégé, comprenant la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétique d'aspect extérieur pouvant également ne pas être respectés ;
- ✓ État 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.5.7. 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‰)

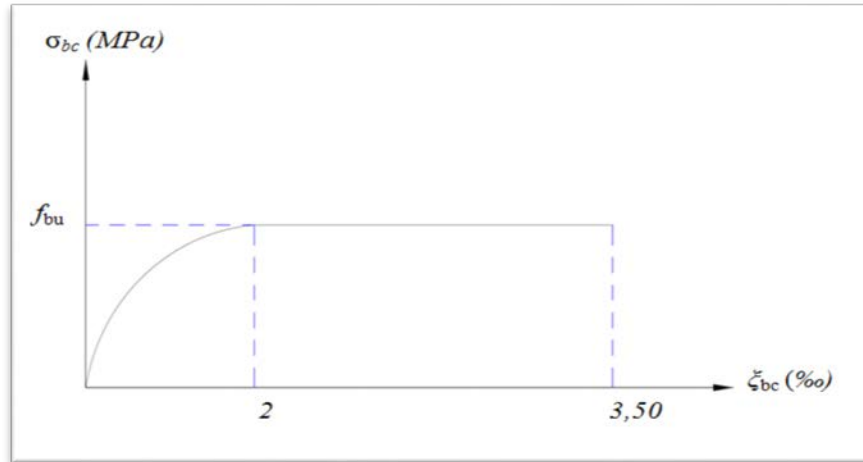


Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation de béton à l'ELU.

Avec :

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

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

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

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

γ_b : coefficient de sécurité :

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

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

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰ \rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4 - 103 \times \epsilon_{bc})$$

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

- 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 a l'E.L. S (symbole σ_{bc}) est limité à :

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

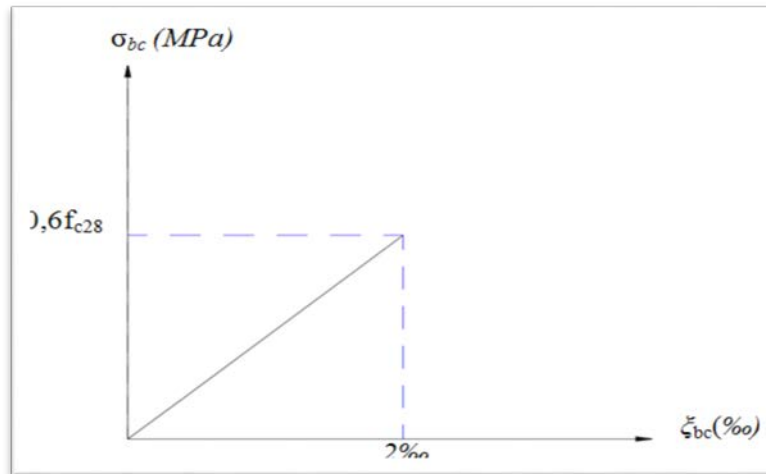


Figure I.5. Diagramme contrainte déformation de béton à l'ELS

b) Diagramme rectangulaire : (art 5.II .2 ; BAEL91modifié99.p81)

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

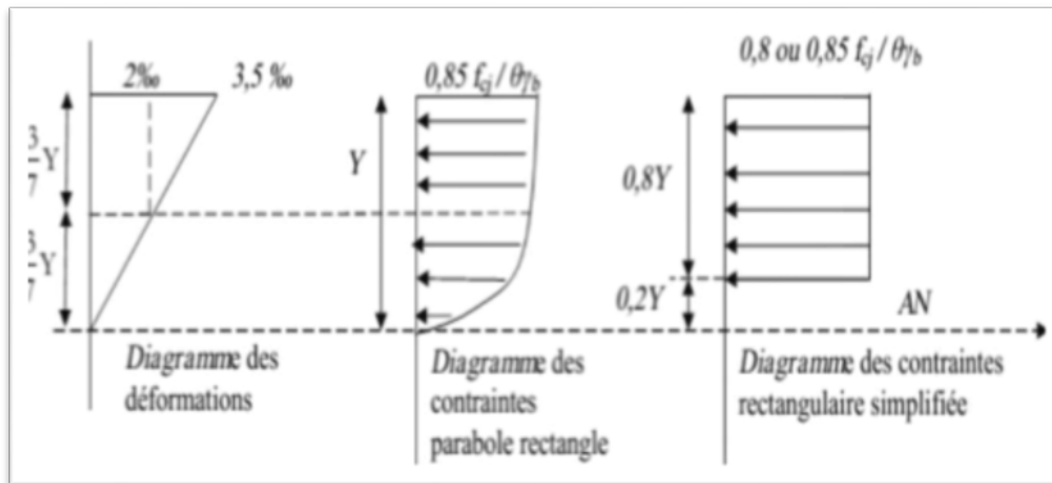


Figure I.6. Diagramme rectangulaire simplifié

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 $(0,85f_{cj} / \gamma_b \theta)$ 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.5.8. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.}$$

Dans notre cas : $\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

$\overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable très préjudiciable.

I.6. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235 ;
- Haute adhérences (HA) : FeE400 ;
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing=6 \text{ mm}$ pour les dalles.

I.6.1. Diagramme contrainte-déformation de calcul :

(Art 4.II.2 ; BAEL91 modifié 99.p78)

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s : allongement relatif de l'acier.

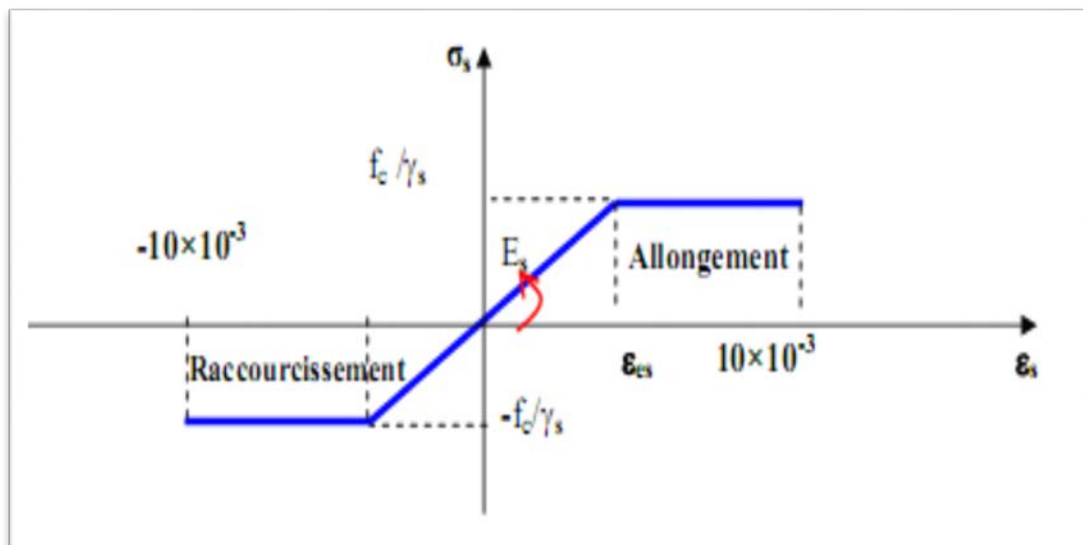


Fig.1.7 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.

I.6.2. 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.6.3. Etats limites :

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

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

➤ **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 version 2003).

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

a) **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.

b) **Règle des trois pivots :** (art 5.II .4 ; BAEL91modifié99.p83)

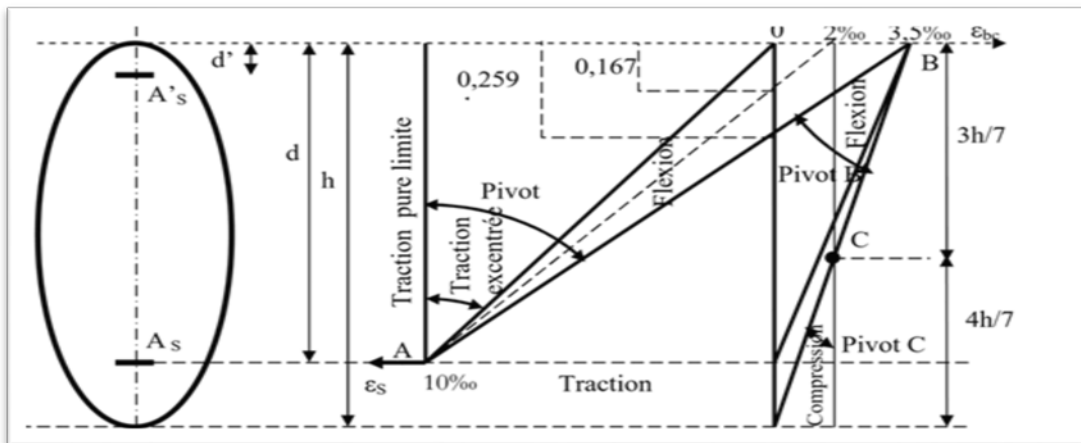


Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots)

- 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 armatures 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 a composé 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 atteinte dans l'acier.
 - ✓ Pivot B : flexion simple ou composée avec ELU atteinte dans béton.
 - ✓ Pivot C : compression simple ou composée.

c) Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G + 1.5Q$$

➤ 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.

a) 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.

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

b) 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.7. 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 II

PRÉDIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES DU BATIMENT

PRÉDIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES DU BATIMENT

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 planchers :

Elles transmettent les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

a) Planchers à corps creux :

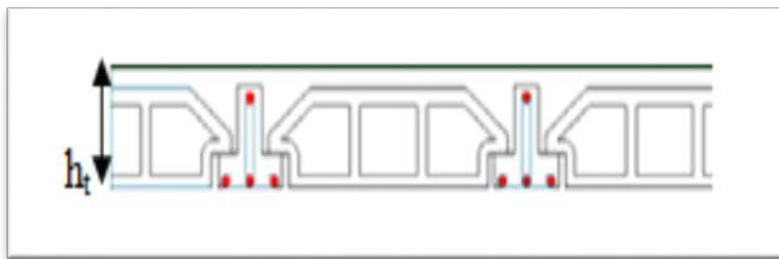


Figure II.1. Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est conditionnée par : $h_t \geq \frac{L}{22,5}$

L : plus grande portée dans le sens considéré.

$$h_t \geq \frac{3,58}{22,5} = 0,1591 \text{ m} , \text{ donc } h_t = 16 \text{ cm}$$

$$h_t = (16+4) \text{ cm}$$

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 : $b = b_0 + 2b_1$;

$$\frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h_t}{2} \Rightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2}$$

$$\Rightarrow 6,67 \leq b_0 \leq 10$$

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

$$b_1 = \min\left(\frac{358}{10}, \frac{55}{2}\right) \text{ cm} \Rightarrow b_1 = \min(35,8 ; 27,5) \text{ cm}$$

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

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

b = 65 cm

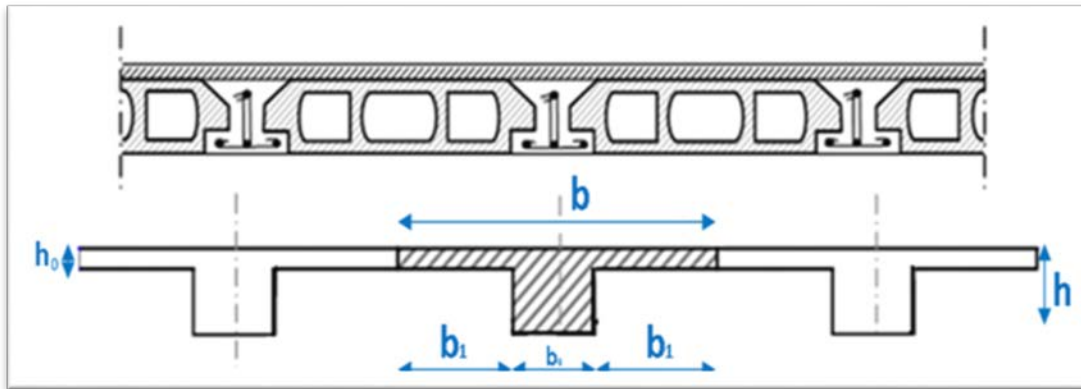


Figure II.2. Schéma du plancher

c) Plancher à dalle pleine :

Selon la référence [H. THONIER] dimensionnement rapide

$$L/35 \leq e \leq L/25$$

(L : la petite portée du panneau le plus sollicité)

$$\longrightarrow 150/35 \leq e \leq 150/25 \text{ (cm)}$$

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

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).

$$\text{D'après le BAEL91 : } \begin{cases} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0,4 h < b < 0,7 h \end{cases}$$

$$\text{D'après le RPA99 version 2003 : } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} L : \text{travée de la poutre} \\ h : \text{Hauteur de la poutre} \\ b : \text{Largeur de la poutre} \end{cases}$

a) Les poutres principales :

On a : $L = 4,50 \text{ m}$

Selon le BAEL 91 :

$30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$ on prend **$h = 35 \text{ cm}$**

$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$ on prend **$b = 30 \text{ cm}$**

Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$h = 35 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

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

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \Rightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

On opte une section **$(b, h) = (30, 35) \text{ cm}^2$**

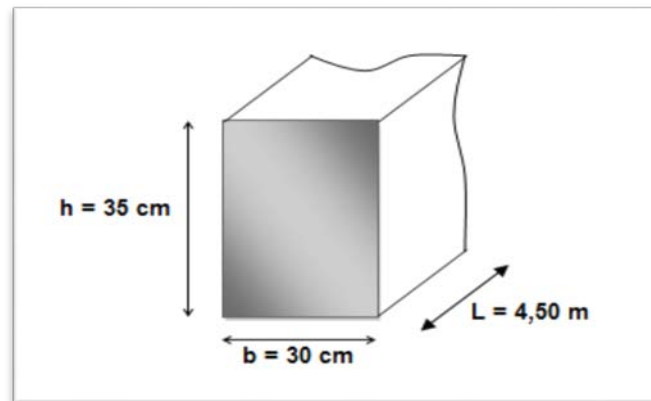


Figure II.3. Schéma de la poutre principale

b) Les poutres secondaires :

On a : $L = 3,88 \text{ m}$

Selon le BAEL 91

$25,86 \text{ cm} \leq h \leq 38,8 \text{ cm}$ on prend **$h = 35 \text{ cm}$**

$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$ on prend **$b = 30 \text{ cm}$**

Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$h = 35 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

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

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \Rightarrow \frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

On opte une section $(b, h) = (30, 35) \text{ cm}^2$.

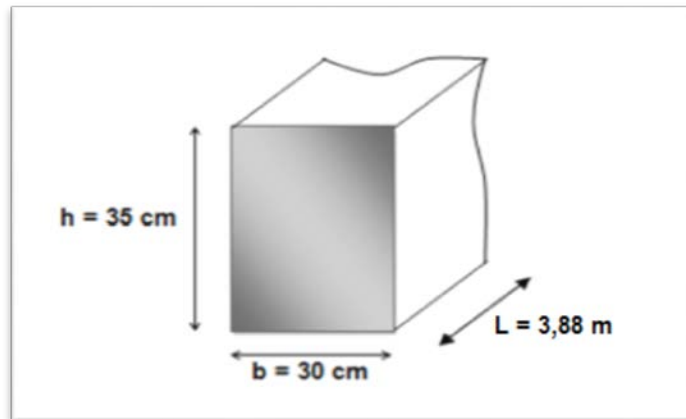


Figure II.4. Schéma de la poutre secondaire

II.4. Les poteaux :

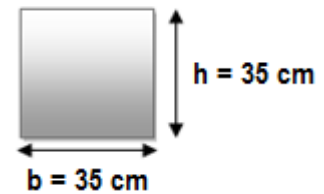
Ce sont les éléments porteurs verticaux en béton armé ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations suivant leurs emplacements dans la construction, ils sont appelés :

- 1- Poteau central.
- 2- Poteaux de rive ou de façade.

On a $(b_1 ; h_1) = (35 ; 35) \text{ cm}^2 \dots \text{Plan architecture.}$

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 (35,35) ≥ 25cm..... **Vérifiée**

- min (b₁, h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$

min (35,35) ≥ $\frac{305}{20} = 15,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

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

$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

On opte une section $(b_1 ; h_1) = (35 ; 35) \text{ cm}^2$.

II.5. Les voiles :

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

- Prendre et transmette une partie des charges.
- Transmette 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.

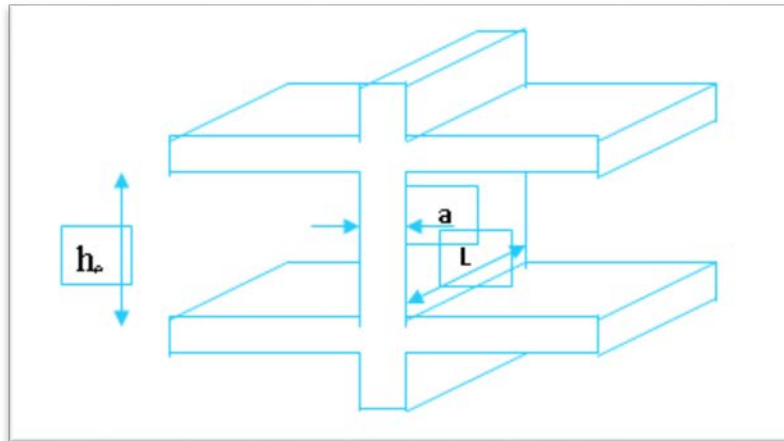


Figure II.5. Coupe du voile en élévation

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: $a \geq h_e/20$

$$a \geq 305/20 = 15,25\text{cm}$$

On adopte $e = 20\text{cm}$ pour tous les voiles.

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

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

II.6. 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 encastree dans la plancher terrasse elle travaille à la flexion composée puisque la sollicitation à prendre en compte est celle due ou poids propre.
- est un élément de protection ayons les dimensions suivantes:

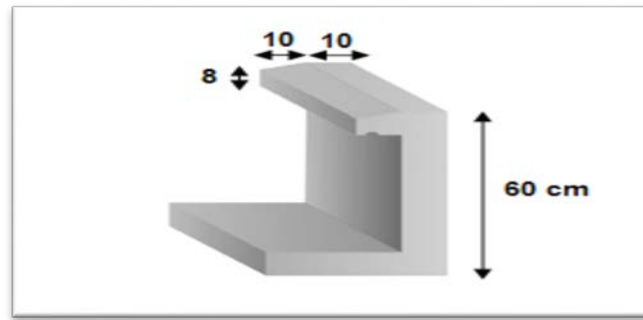


Figure II.6. Schéma de l'acrotère

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.7. Les 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 escalier avec deux volées et un palier de repos.

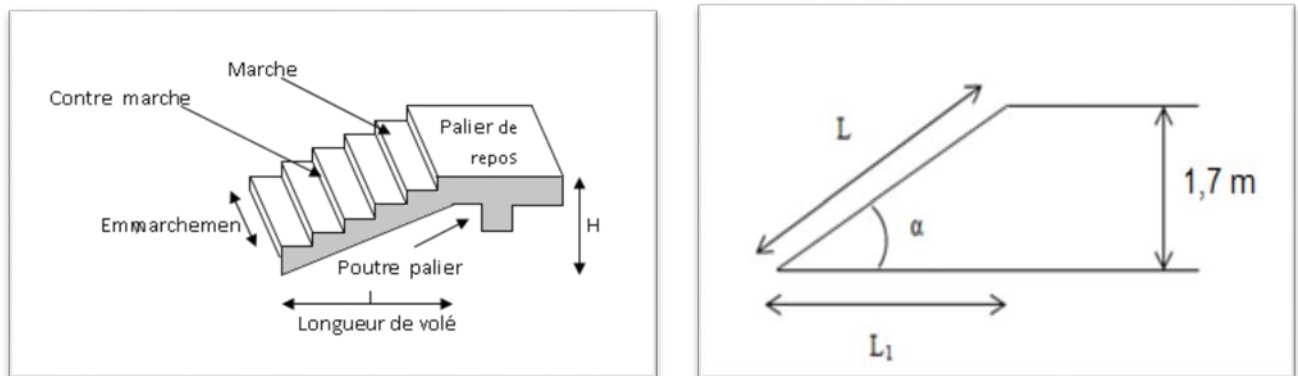


Figure II.7. Schéma des escaliers

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

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

➤ Pour RDC :

- Hauteur d'étage : $h_e = 340 \text{ cm}$;

- Hauteur de gravir : $H_1 = H_2 = 170 \text{ cm}$

-Pour notre projet le nombre de marche : $m = 9$

et on adopte $g = 30 \text{ cm}$

-Le nombre de contre marche : $n = (m+1) = 10$

Donc : $h = H/n \Rightarrow h = 170/10$

$h = 17 \text{ cm}$

- Le giron: $25 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 32 \text{ cm}$**condition vérifiée.**
- La hauteur de contre marche : $14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$**condition vérifiée.**

Vérification de formule de BLONDEL :

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

- **Longueur de la volée :**

$L_1 = g \times m \Rightarrow L_1 = 0.3 \times 9 = \mathbf{2,70 \text{ m}}$.

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1,70}{2,70} = 0,63$$

$\Rightarrow \alpha = \mathbf{32,2^\circ}$

- **Épaisseur de la pailasse :** $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$$L = \sqrt{L_1^2 + H^2} \Rightarrow L = \sqrt{2,7^2 + 1,7^2}$$

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

$$\frac{319}{30} \leq e \leq \frac{319}{20} \Rightarrow 10,63 \text{ cm} \leq e \leq 15,95 \text{ cm}$$

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

➤ **La poutre palière :**

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3,25 m, 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 [R_b].

On a : $L = 3,25 \text{ m}$

Selon le BAEL 91

$21,66 \text{ cm} \leq h \leq 32,5 \text{ cm}$ on prend **$h = 35 \text{ cm}$** .

$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$ on prend **$b = 30 \text{ cm}$** .

Vérifications selon le RPA99 version 2003 :

$h = 35 \text{ cm} \Rightarrow h \geq 30 \text{ cm}$ **Vérifié**

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

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,18 \Rightarrow \frac{h}{b} \leq 4$ **Vérifié**

On opte une section **$(b, h) = (30, 35) \text{ cm}^2$** .

CHAPITRE III

CALCUL DE CHARGES

ET

DESCENTE DE CHARGES

CALCUL DE CHARGES ET DESCENTE DE CHARGES

III.1. Évaluation des charges (DTR B.C.2.2)

III.1.1. 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.

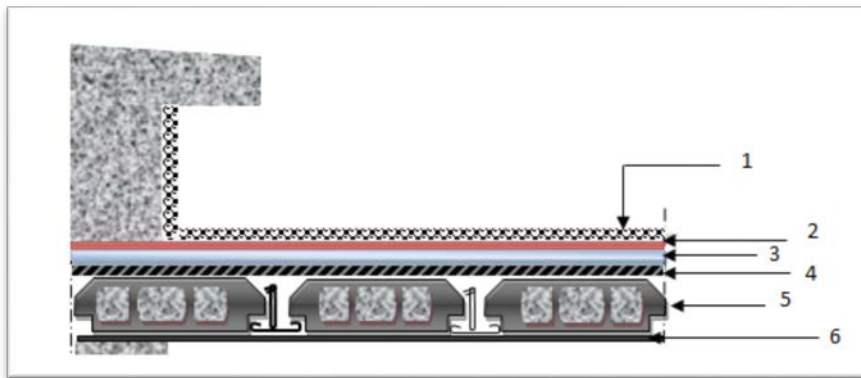


Figure III.1. Plancher terrasse inaccessible

Tableau III.1. Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible à corps creux

Les composantes	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Gravillon de protection	5	20	1,00
Étanchéité multicouche	3	6	0,18
Pente de béton	10	22	2,20
Isolation phonique	4	4	0,16
Corps creux + dalle	(16+4)	/	2,80
Enduit de plâtre	1	10	0,10
			G = 6,44

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

III.1.2. Plancher étage courant:

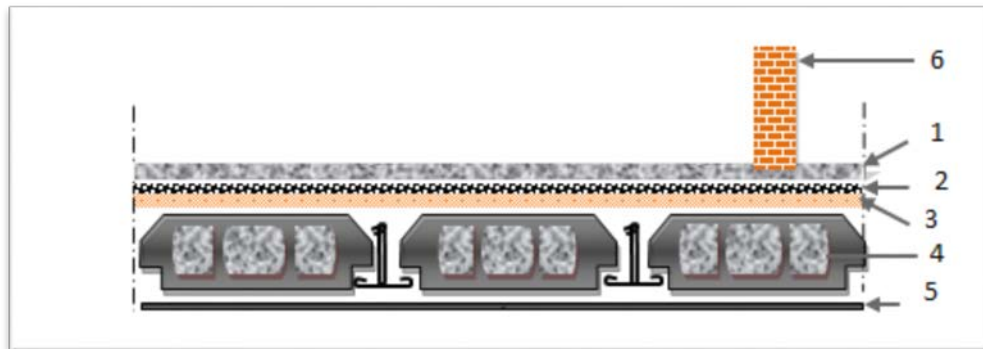


Figure III.2. Plancher étage courant

Tableau III.2. Évaluation des charges du plancher courant à corps creux

Les composantes	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de Pose	2	20	0,40
Lit de sable	3	18	0,54
Corps creux + dalle	(16+4)	/	2,80
Enduit de plâtre	2	10	0,20
Cloisons légères	10	/	1,00
			G = 5,34

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

III.1.3. Les murs extérieurs :

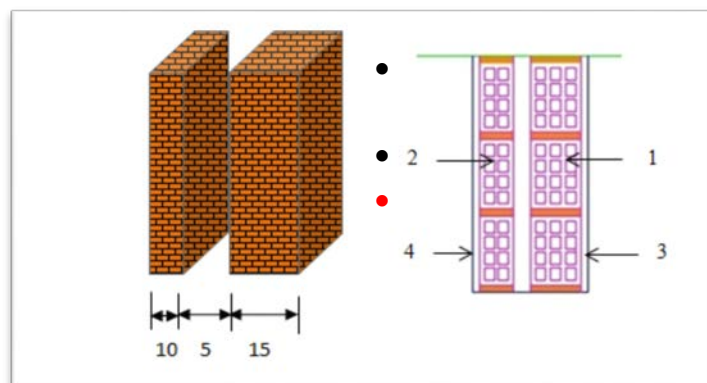


Figure III.3. Les murs extérieurs

Tableau III.3. Évaluation des charges des murs extérieurs

Les composantes	Épaisseur (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

III.1.4. Les escaliers :

a) Paillasse :

Tableau III.4. Évaluation des charges sur la volée

Les composantes		Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	Horizontal	2	20	0,4
	Vertical	2*17/30		0,23
Mortier de Pose	Horizontal	2	20	0,4
	Vertical	2*17/30		0,23
Marche		$h/2 = 17/2$	25	2,13
Paillasse		$15/\cos(32,2)$	25	4,43
Enduite de ciment		$1,5/\cos(32,2)$	18	0,32
Garde de corps		/	/	0,6
				G = 8,74

- Charge d'exploitation : **Q = 2,5 KN/m²**

b) Palier de repose :

Tableau III.5. Évaluation des charges du palier

Les composantes	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de Pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	15	25	3,75
Enduit ciment	2	18	0,36
			G = 5,27

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

III.1.5. Les dalles pleines :

Tableau III.6. Évaluation des charges de la dalle pleine

Les composantes	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,40
Mortier de Pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle pleine	15	25	3,75
Enduit ciment	2	18	0,36
			G = 5,27

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

III.1.6. L'acrotère :

Tableau III.7. Évaluation 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 : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

III.2. La descente des charges :

III.2.1. Introduction :

On appelle descente 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)

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

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

- Pour le toit à 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 étages inférieurs suivantes.

III.2.3. Descente de charges des poteaux :

A. Poteau Central :

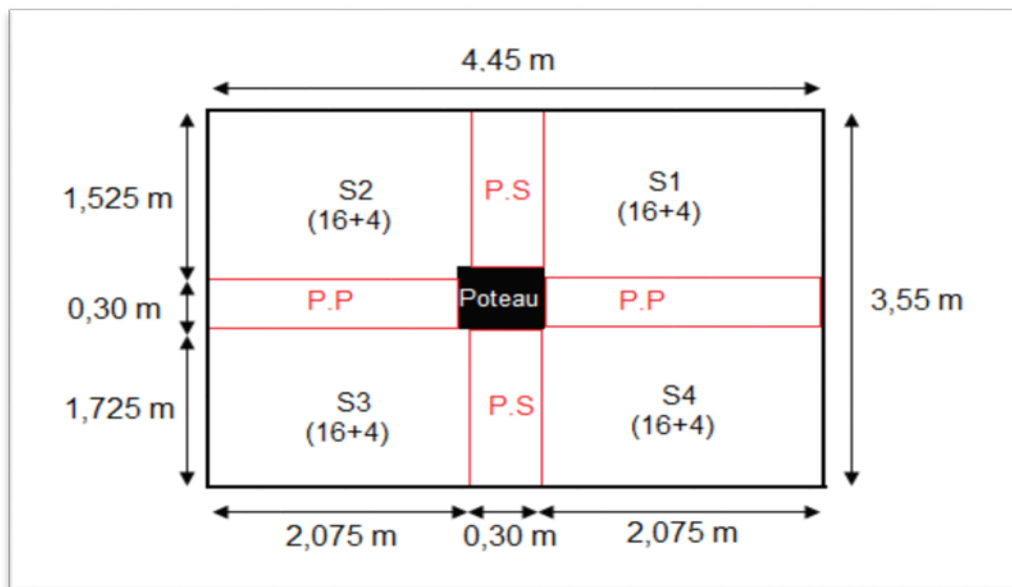


Figure III.4. Poteau Central

✓ La surface du plancher :

$$S_1 = \frac{4,15}{2} \times \left(\frac{2,95}{2} + 0,05 \right) = 3,164375 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{4,05}{2} + 0,05 \right) \times \left(\frac{2,95}{2} + 0,05 \right) = 3,164375 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \left(\frac{4,05}{2} + 0,05 \right) \times \frac{3,45}{2} = 3,579375 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \frac{(4,15+0,05)}{2} \times \frac{(3,45+0,05)}{2} = 3,579375 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = \mathbf{13,4875 \text{ m}^2}$$

- S_G (plancher étage courant) = S_G (plancher terrasse) = **13,4875 m²**
- S_Q (plancher terrasse) = $4,45 \times 3,55 = \mathbf{15,7975 \text{ m}^2}$
- S_Q (plancher étage courant) = $15,7975 - [(0,35 \times 0,35) + (0,2 \times 2,025) + (0,1 \times 1,5)]$

$$\Rightarrow S_Q \text{ (plancher étage courant)} = \mathbf{15,1225 \text{ m}^2}$$

✓ Longueur des poutres :

- Poutre principale :

$$L_{p,p} = \frac{4,05}{2} + \frac{4,15}{2} = 4,10 \text{ m}$$

- Poutre secondaire :

$$L_{p,s} = \frac{2,95}{2} + \frac{3,45}{2} = 3,20 \text{ m}$$

✓ Les charges :

$$Q_{\text{plancher étage courant}} = 15,1225 \times 1,5 = \mathbf{22,684 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{plancher terrasse}} = 15,7975 \times 1 = \mathbf{15,7975 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{plancher étage courant}} = 5,34 \times 13,4875 = \mathbf{72,023 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 13,4875 \times 6,44 = \mathbf{86,86 \text{ KN}}$$

$$G_{(PP+PS)} = [(0,3 \times 0,35 \times 4,10) + (0,3 \times 0,35 \times 3,20)] \times 25 = \mathbf{19,163 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{Poteau (étage courant)}} = (0,35 \times 0,35 \times 3,23) \times 25 = \mathbf{9,892 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{Poteau (RDC)}} = (0,35 \times 0,35 \times 3,40) \times 25 = \mathbf{10,413 \text{ KN}}$$

Tableau III.8. Descente des charges sur le poteau central

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N 0-0	Plancher terrasse	86,860	15,798
	Poutre (P+S)	19,163	
	Poteau	9,892	
Total 0-0		115,915	15,798
N 1-1	N 0	115,915	15,798
	Plancher d'étage courant	72,023	22,684
	Poutre (P+S)	19,163	
	Poteau	9,892	
Total 1-1		216,993	38,482
N 2-2	N 1	216,993	38,482
	Plancher d'étage courant	72,023	0,9×22,684=20,416
	Poutre (P+S)	19,163	
	Poteau	9,892	
Total 2-2		318,071	58,898
N 3-3	N 2	318,071	58,898
	Plancher d'étage courant	72,023	0,8×22,684=18,147
	Poutre (P+S)	19,163	
	Poteau	9,892	
Total 3-3		419,149	77,045
N 4-4	N 3	419,149	77,045
	Plancher d'étage courant	72,023	0,7×22,684=15,879
	Poutre (P+S)	19,163	
	Poteau	9,892	
Total 4-4		520,227	92,924
N 5-5	N 4	520,227	92,924
	Plancher d'étage courant	72,023	0,6×22,684=13,610
	Poutre (P+S)	19,163	
	poteau	10,413	
Total 5-5		621,826	106,534

B. Poteau de rive :

Remarque : la surface qui appliqué sur le poteau de rive

- Deux surface de plancher à D.P (e = 15 cm) comme une console.
- Deux surface de plancher à corps creux.

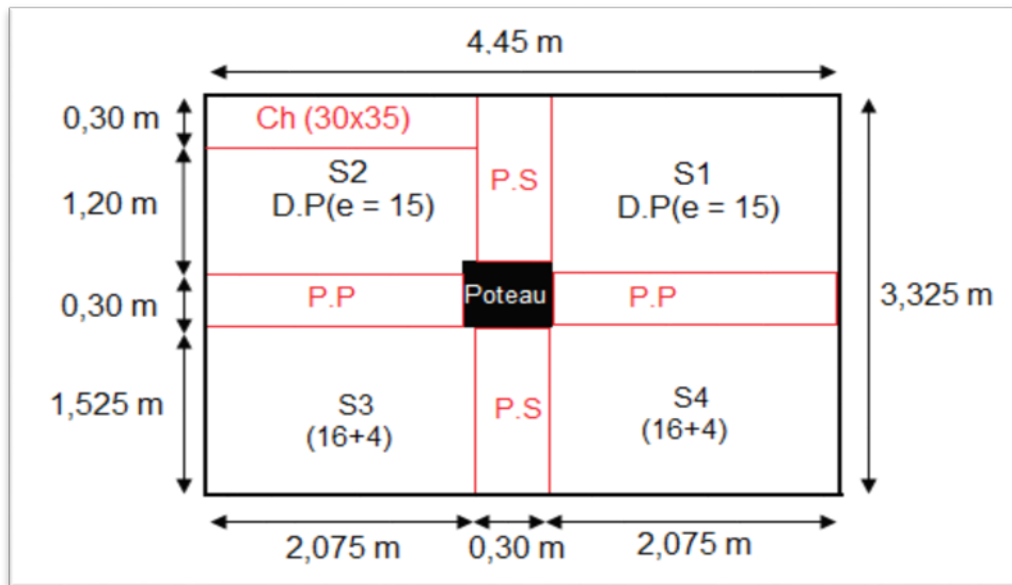


Figure III.5. Poteau de rive

✓ La surface de plancher :

-Balcon : D.P(e = 15 cm)

$$S_1 = \frac{4,15}{2} \times 1,50 = 3,1125 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left(\frac{4,05}{2} + 0,05 \right) \times (1,5 - 0,3) = 2,49 \text{ m}^2$$

$$S_t = 5,6025 \text{ m}^2$$

- $S_{G,D.P}$ (plancher étage courant) = $S_{G,D.P}$ (plancher terrasse) = 5,0625 m²
- $S_{Q,D.P}$ (plancher terrasse) = (1,50×4,45) – (0,1×4,45) = 6,23 m²
- $S_{Q,D.P}$ (plancher étage courant) = (1,5×4,45) – (0,3×2,375) – (0,15×2,075) = 5,6513 m²

-Corps creux :

$$S_3 = \left(\frac{4,05}{2} + 0,05 \right) \times \left(\frac{2,95}{2} + 0,05 \right) = 3,164375 \text{ m}^2$$

$$S_4 = \frac{4,15}{2} \times \left(\frac{2,95}{2} + 0,05 \right) = 3,164375 \text{ m}^2$$

$$S_t = 6,3288 \text{ m}^2$$

- $S_{G(16+4)}$ (plancher étage courant) = $S_{G(16+4)}$ (plancher terrasse) = 6,3288 m²
- $S_{Q(16+4)}$ (plancher terrasse) = 1,825×4,45 = 8,1213 m²

- $S_{Q(16+4)}$ (plancher étage courant) = $(1,825 \times 4,45) - (0,35 \times 0,35) - (0,3 \times 2,075) - (0,1 \times 1,5)$

$$\Rightarrow S_{Q(16+4)} \text{ (plancher étage courant)} = 7,2288 \text{ m}^2$$

✓ Longueur des poutres :

- Poutre principale :

$$L_{p.p} = \frac{4,15}{2} + \frac{4,05}{2} = 4,10 \text{ m}$$

- Poutre secondaire :

$$L_{p.s} = \frac{2,95}{2} + 1,5 = 2,975 \text{ m}$$

- Ch (30×35) :

$$L_{Ch} = \frac{4,05}{2} + 0,05 = 2,075 \text{ m}$$

✓ Les charges :

-Balcon : D.P (e = 15 cm)

$$Q_{\text{plancher étage courant}} = 5,6513 \times 3,5 = \mathbf{19,78 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{plancher terrasse}} = 6,23 \times 3,5 = \mathbf{21,805 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{plancher étage courant}} = 5,6025 \times 5,27 = \mathbf{29,525 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 5,6025 \times 5,27 = \mathbf{29,525 \text{ KN}}$$

-Corps creux :

$$Q_{\text{plancher étage courant}} = 7,2288 \times 1,5 = \mathbf{10,843 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{plancher terrasse}} = 8,1215 \times 1 = \mathbf{8,121 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{plancher étage courant}} = 6,3288 \times 5,34 = \mathbf{33,796 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 6,3288 \times 6,44 = \mathbf{40,757 \text{ KN}}$$

$$G_{(PP+PS+Ch)} = [(0,3 \times 0,35 \times (4,1 + 2,975 + 2,075))] \times 25 = \mathbf{24,019 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{Poteau(étage courant)}} = (0,35 \times 0,35 \times 3,23) \times 25 = \mathbf{9,892 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{Poteau (RDC)}} = (0,35 \times 0,35 \times 3,40) \times 25 = \mathbf{10,413 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{mur extérieur}} = [(3,23 - 0,35) \times 4,45] \times 2,81 = \mathbf{36,013 \text{ KN}}$$

$$G_{L'acrotère} = 4,45 \times 2,317 = \mathbf{10,311 \text{ KN}}$$

Tableau III.9. Descente de charges sur le poteau de rive

Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N 0-0	L'acrotère	10,311	
	Plancher terrasse	40,757	08,121
	Balcon	29,525	21,805
	Poutre (P+S+Ch)	24,019	
	Poteau	09,892	
Totale0-0		114,504	29,926
N 1-1	N 0	114,504	29,926
	Plancher d'étage courant	33,796	10,843
	Balcon	29,525	19,780
	Poutre (P+S+Ch)	24,019	
	Mur extérieur	36,013	
Poteau	09,892		
Total 1-1		247,749	60,549
N 2-2	N 1	247,749	60,549
	Plancher d'étage courant	33,796	$0,9 \times 10,843 = 9,759$
	Balcon	29,525	$0,9 \times 19,780 = 17,802$
	Poutre (P+S+Ch)	24,019	
	Mur extérieur	36,013	
Poteau	09,892		
Total 2-2		380,994	88,11
N 3-3	N 2	380,994	88,11
	Plancher d'étage courant	33,796	$0,8 \times 10,843 = 8,674$
	Balcon	29,525	$0,8 \times 19,780 = 15,824$
	Poutre (P+S+Ch)	24,019	
	Mur extérieur	36,013	
Poteau	09,892		
Total 3-3		514,239	112,608
N 4-4	N 3	514,239	112,608
	Plancher d'étage courant	33,796	$0,7 \times 10,843 = 7,590$
	Balcon	29,525	$0,7 \times 19,780 = 13,846$
	Poutre (P+S+Ch)	24,019	
	Mur extérieur	36,013	
Poteau	09,892		
Total 4-4		647,484	134,044
N 5-5	N 4	647,484	134,044
	Plancher d'étage courant	33,796	$0,6 \times 10,843 = 6,506$
	Balcon	29,525	$0,6 \times 19,780 = 11,868$
	Poutre (P+S+Ch)	24,019	
	Mur extérieur	36,013	
poteau	10,413		
Total 5-5		781,25	152,418

Tableau III.10. Résultats de la descente de charges obtenue pour les deux poteaux

Poteau	G (KN)	Q (KN)	N _u (KN)
Poteau central	621,826	106,534	999,27
Poteau de rive	781,25	152,418	1283,32

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

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le **poteau de rive** qui est le plus sollicité sous charges verticales.

D'après le **BAEL 91 (Art B.8.1,1)**, l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de **10%**.

$$N_u = 1,1 \times 1283,32$$

$$\Rightarrow N_u = 1411,65 \text{ KN}$$

III.2.4. Vérification des Poteaux :

a) Vérification a la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \boxed{1} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = \frac{0,85f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$\text{On a } B = 0,35 \times 0,35 \quad \Rightarrow \quad B = 0,1225 \text{ m}^2$$

$$\boxed{1} \Rightarrow B \geq \frac{1411,65 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,0994 \text{ m}^2$$

B_{adopté} = 0,1225 m² > **B**_{calculé} = 0,0994 m² **Vérifiée.**

b) Vérification au flambement :

D'après le (**CBA 93**), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \boxed{2} \quad \text{BAEL 99mod 91 (Art B.8.4,1)}$$

α : Coefficient tenant compte de l'élancement.

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour : } \lambda \leq 50, \quad \alpha = 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \quad \text{pour : } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec } l_f = 0,7 \cdot l_0 : \text{ la longueur de flambement.}$$

$$l_f = 0,7 \times (3,40 - 0,35) \quad \Rightarrow \quad l_f = 2,135 \text{ m}$$

$$i : \text{ rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow \begin{cases} I = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = 1,25 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \\ B = b_1 \cdot h_1 = 0,35 \times 0,35 = 0,1225 \text{ m}^2 \end{cases} \Rightarrow i = 0,1010 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = 21,14 < 50$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{21,14}{35}\right)^2} \quad \Rightarrow \alpha = 0,79$$

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

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

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\text{On prend : } A_s = 1\% \cdot B_r$$

$$\Rightarrow \frac{A_s}{B_r} = 1\%$$

$$\boxed{2} \quad \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1411,65 \times 10^{-3}}{0,79 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,0812 \text{ m}^2$$

$$B_{r, \text{adopté}} = (0,35-0,02) \times (0,35-0,02) \quad \Rightarrow B_{r, \text{adopté}} = 0,1089 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } B_{r, \text{adopté}} = 0,1089 \text{ m}^2 > B_{r, \text{calculé}} = 0,0812 \text{ m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

CHAPITRE IV

CALCULE

DES

ÉLÉMENTS SECONDAIRES

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

IV.1. Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Les dalles pleines ;
- ✓ Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- ✓ Les escaliers.

IV.2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément encastré au niveau du plancher terrasse ayant pour objectif de recevoir les relevés de la complexe étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus sollicitée se trouve au niveau de sa base, elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

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

Avec : $F_p = 4.A.C_p.W_p$ (RPA 99 version 2003 page 43).

A : coefficient d'accélération de zone. Tableau (4.1) page 26, (RPA99/V2003).

C_p : facteur de force horizontale. Tableau 6.1 page 43, (RPA99/V2003).

F_q : la poussée horizontale $F_q = 1\text{KN/ml}$.

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

IV.2.1. Calcul des sollicitations :

➤ **Évaluation 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.

$F_p = 4AC_p W_p$: la force sismique.

Groupe usage 2, zone IIa.

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

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

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

➤ **Combinaison d'action :**

Tableau IV.1. Combinaison à 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 IV.2. Combinaison à 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

IV.2.2. Ferrailages :

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).

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

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

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

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

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

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

On a :

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

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 :**

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

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

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

✓ **Armature principale :**

➤ **Moment fictif :**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 8,91\text{cm}$$

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

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

➤ **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 :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 0,50\text{ cm}^2 \text{ Soit } A_{\text{rep}} = \mathbf{4HA8 = 2,01\text{ cm}^2}$$

➤ **L'espaceur :**

$$S_t = \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(3 \times 10 ; 33\text{cm})$$

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

IV.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 : ($A'_s = 0$)**

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

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

$\eta = 15$ m ; c'est le coefficient d'équivalence (acier- béton).

o **Moment d'inertie :**

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

➤ **Vérification des contraintes :**

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

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

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

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte maximale de traction des aciers (fissuration préjudiciable)

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

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

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

b) l'E.L. U :

➤ **Vérification au cisaillement :**

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

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

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

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

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

IV.2.4. Dessin de ferrailage :

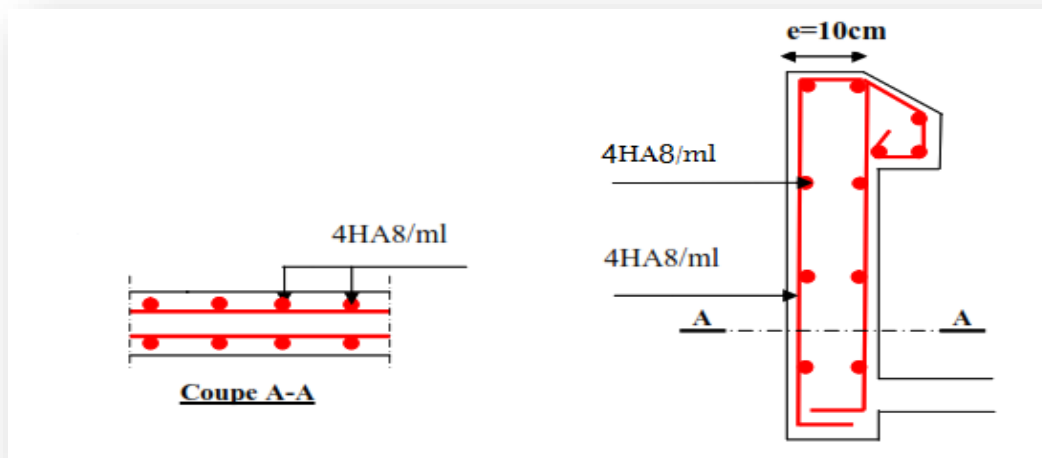


Figure IV.1. Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.3. Étude des dalles pleines :

IV.3.1. Introduction :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\alpha = L_x/L_y$$

$\alpha < 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens.

$\alpha > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

IV.3.2. Panneau de la dalle sur 4 appuis :

$$\alpha = L_x/L_y = 1.5/4.05 = 0.37 < 0.4$$

la dalle travaille suivant L_x comme une console .

$$L_x < L_y/2 .$$

A. Calcul des sollicitations :

appuis.

$$\text{On a : } G = 5.27 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

On prend une bande de 1 m, et $L = 1.5 \text{ m}$

$$G = 5.27 \text{ KN/ml.} \quad Q = 3.5 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des moments :

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2}$$

- Combinaison des charges :

- À L'E.L. U :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 12,37 \text{ KN/ml}$$

- À L'E.L.S :

$$q_s = G + Q = 8,78 \text{ KN/ml}$$

- Le moment ultime à l'encastrement M_u pour une bande de **1 m** est de :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2}$$

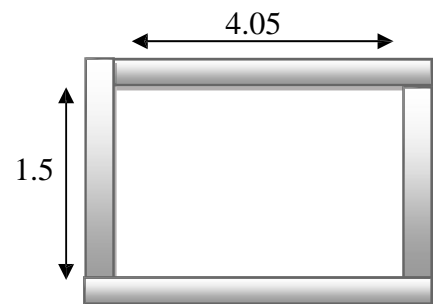


Figure IV.2. Panneau sur 4

$$\rightarrow M_u = 13,92 \text{ KN.m}$$

Le moment service à l'encastrement M_s est de :

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2}$$

$$\rightarrow M_s = 9,88 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \cdot L = 18,56 \text{ KN}$$

B. Ferrailage :

La dalle étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

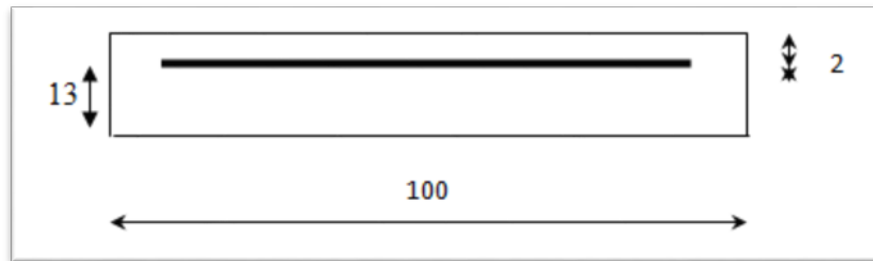


Figure IV.3. Section théorique pour le ferrailage.

On calcule le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,058$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,409$$

$$\mu_{bu} = 0,058 < \mu_{lu} = 0,186$$

Donc l'état limite ultime est atteint au pivot A (pas d'armature comprimée $A'_s = 0$).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058}) \Rightarrow \alpha = 0,075$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = \frac{0,8 \times 0,075 \times 100 \times 13 \times 14,16}{348} = 3,17 \text{ cm}^2$$

C. Vérification :

✓ **Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.13. \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2.$$

✓ **Pourcentage minimal :**

$$A_L \geq 0,001.b.h = 0,001.100.15 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_L) = \max (3,17, 1,569, 1,5) \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{A=3,17\text{cm}^2}.$$

$A = 3,17 \text{ cm}^2$ Soit: **5HA12** Avec : $A = 5,65 \text{ cm}^2$, comme section d'acier adopté.

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = A / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est : **5HA8** Avec : $A = 2,512 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des armatures :**

- Armature longitudinal :

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (42 ; 33) \text{ cm}.$$

$S_L < 33 \text{ cm}$; soit : **$S_L = 20 \text{ cm}$** .

- Armature de répartition :

$$S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (56 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$S_r \leq 45 \text{ cm}$. Soit : **$S_r = 20 \text{ cm}$** .

✓ **Vérification au cisaillement:** BAEL91 Article [A.5.1, 1]

D'après le BAEL91 Article [A.5.1, 211], lorsque la fissuration est préjudiciable :

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u$ doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa} \right.$$

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

Avec : $V_u = q_u L = 18.56 \text{ KN}$ $\rightarrow \tau_u = 0.143 \text{ MPa}$.

Donc : $\tau_u = 0.143 \text{ MPa} \leq \overline{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$ **Vérifié.**

✓ **Vérification à L'ELS :**

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

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

Contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right\} = 202 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

La contrainte étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre

$$\text{est: } \sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x \quad \text{on pose : } k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a :}$$

La contrainte limite dans le béton comprimé : $(x = y) \Rightarrow \sigma_{bc} = k y$

La position de l'axe neutre : $b y^2 + 30 A_s y - 30 d A_s = 0$, dont la solution est :

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 5,65}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13}{7,5 \times 5,65}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

On calcule le moment d'inertie:

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2] = \frac{100 \times 3,92^3}{3} + 15 \times 5,65 (13 - 3,92)^2 \Rightarrow I = 8995,21 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{9,88}{8995,21 \times 10^{-5}} = 109,84 \text{ MPa /m}$$

$$\sigma_{bc} = 109,84 \times 0,0392 = 4,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} , \text{ donc condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 15 \times 109,84 (0,13 - 0,0392) \Rightarrow \sigma_s = 149,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s , \text{ condition vérifiée.}$$

D. Vérification de la flèche :

D'après l'R.D.M, la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{ql^4}{8EI}$$

Avec :

E : module de déformation déformée ; $E = 1,08 \cdot 10^4 \text{ MPa}$.

I : moment d'inertie ; $I = 8995,21 \text{ cm}^4$

Donc : $f = 0.57 \text{ cm}$

$$f_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0.6 \text{ cm} \Rightarrow f \leq f_{ad} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

E. Dessin de ferrailage :

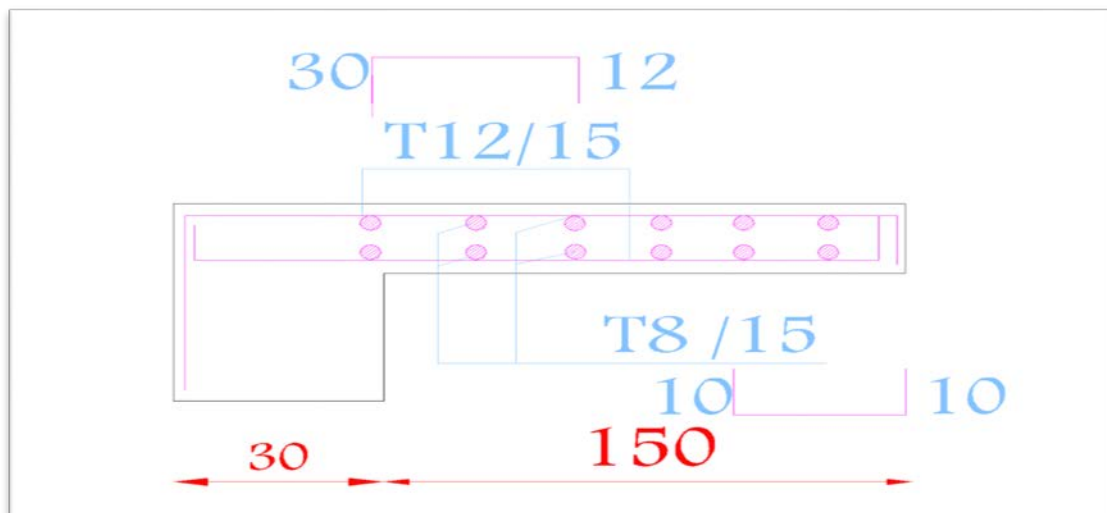


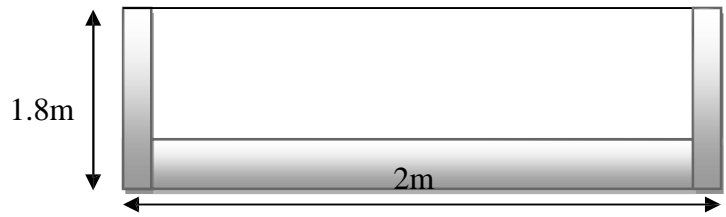
Figure IV.4. Schéma de Ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

IV.3.3. Dalle sur 3 appuis :

$$L_x = 1.8 \text{ m}$$

$$L_y = 2 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.9$$

**Figure IV.5.** Panneau sur 3 appuis.

La dalle travaille suivant les deux sens.

A. Calcul des sollicitations :**a-ELU :**

$$\text{On a : } G = 5,27 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et } Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.046$$

$$\mu_y = 0.778 \quad \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 = 0.046 \times 12.36 \times 1.8^2 = 1.84 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.778 \times 1.84 = 1.43 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section ($b \times h$) m^2 .

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée :** $M_{l,x} = 0.75M_{0x} = 1.38 \text{ KN.m}$

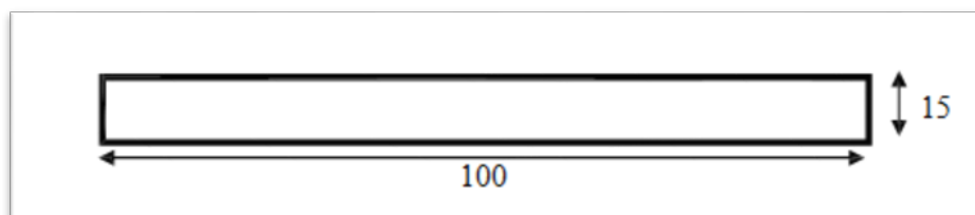
$$M_{l,y} = 0.75M_{0y} = 1.07 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :** $M_{ax} = 0.3M_{0x} = 0.55 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = 0.3M_{0y} = 0.43 \text{ KN.m}$$

B. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

**Figure IV.6.** Section de la dalle pleine à ferrailer.

– Selon L_x :

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a.x}}{b d^2 f_{bu}} = 0.002$$

$$\mu_{bu} = 0.002 < \mu_{lu} = 0.186$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.002)} \right) = 0.003$$

$$Z = 0.11 \times (1 - (0.4 \times 0.003)) = 0.11$$

$$A_{a.x} = \frac{M_{a.x}}{z \times f_s} = \frac{0.55 \times 10^{-3}}{0.11 \times 348} = 0.14 \text{ cm}^2$$

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{t.x}}{b d^2 f_{bu}} = 0.006$$

$$\mu_{bu} = 0.006 < \mu_{lu} = 0.186$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.006)} \right) = 0.008$$

$$Z = 0.11 \times (1 - (0.4 \times 0.008)) = 0.11$$

$$A_{t.x} = \frac{M_{t.x}}{z \times f_s} = \frac{1.38 \times 10^{-3}}{0.11 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

– Selon L_y :

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{a.y}}{b d^2 f_{bu}} = 0.002$$

$$\mu_{bu} = 0.002 < \mu_{lu} = 0.186$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.002)} \right) = 0.003$$

$$Z = 0.11 \times (1 - (0.4 \times 0.003)) = 0.11$$

$$A_{a.y} = \frac{M_{a.y}}{z \times f_s} = \frac{0.43 \times 10^{-3}}{0.11 \times 348} = 0.11 \text{ cm}^2$$

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_y}{b d^2 f_{bu}} = 0.004$$

$$\mu_{bu} = 0.004 < \mu_{lu} = 0.186$$

Donc $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.004)} \right) = 0.005$$

$$Z = 0.11 \times (1 - (0.4 \times 0.005)) = 0.11$$

$$A_{t.y} = \frac{M_{t.y}}{z \times f_s} = \frac{1.07 \times 10^{-3}}{0.11 \times 348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

C. Vérification :

– Vérification de la condition de non fragilité :

Pour $e > 12$, $\alpha > 0.4$, $f_c E400 \rightarrow \alpha_0 = 0.0008$

$$A_{x.min} = 0.0008 \times \frac{(3-\alpha)}{2} b \times e \rightarrow A_{x.min} = 1.26 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{y.min} = 0.0008 \times b \times e \rightarrow A_{y.min} = 1.2 \text{ cm}^2/ml$$

$A_{min} > A_t$ **Condition non Vérifiée**. Donc on ferraille avec A_{min}

Tableau IV.3. Les résultats de calcul.

En travée				
Sens	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{opt}(cm^2/ml)$	S_t
Sens-x	0.36	1.26	4HA 10 = 3.14	25
Sens-y	0.28	1.2	4HA 10 = 3.14	25
En appuis				
Sens-x	0.14	1.26	4HA 8 = 2.01	25
Sens-y	0.11	1.2	4HA 8 = 2.01	25

Vérification des espacements :

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée (sens principale)}$$

$$S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée (sens secondaire)}$$

Vérification de cisaillement :

$$V_{max} = \frac{P \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{12.36 \times 2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.9}{2}} = 8.52 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{8.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.07 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

Vérification à l'ELS :

$$P_s = 8,77 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^x = \mu_x \times P_s \times l_x^2 = 0.046 \times 8.77 \times 1.8^2 = 1.31 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.778 \times 1.31 = 1.02 \text{ KN.m}$$

État limite de compression du béton**– Vérification des contraintes :**

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

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Le tableau IV.4. illustre les résultats de calcul.

Tableau IV.4. les résultats de calcul.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Observation
Travée (x)	1.01	3898.74	2.8	0.72	15	Vérifier
Appuis (x)	0.41	2687.62	2.3	0.35	15	Vérifier
Travée (y)	0.8	3898.74	2.8	0.57	15	Vérifier
Appuis (y)	0.32	2687.62	2.3	0.27	15	Vérifier

État limite de déformation :

- Selon x :

$$\frac{h}{l_x} > \frac{3}{80} \quad \rightarrow \quad 0.08 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_{t,x}}{20 \times M_{t,x}} \quad \rightarrow \quad 0.08 > \frac{1.01}{20 \times 1.35} = 0.0374 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x .

- Selon y :

$$\frac{h}{l_y} > \frac{3}{80} \quad \rightarrow \quad 0.075 > 0.0375 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{h}{l_y} > \frac{M_{t,y}}{20 \times M_{t,y}} \quad \rightarrow \quad 0.08 > \frac{0.8}{20 \times 1.07} = 0.0374 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y .

D. Schéma de ferrailage :

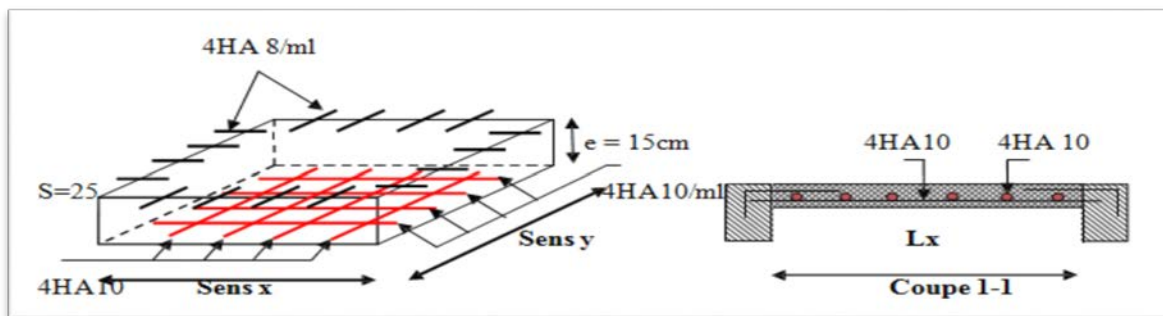


Figure IV.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

IV.4. Les planches

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

- ✓ Hauteur total du plancher $h = (16+4)$
- ✓ Hourdis de 16 cm d'épaisseur et de 55cm de largeur
- ✓ Dalle de compression de 4 cm

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.

IV.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:

Poids du plancher: $G = 6.44 \times 0.65 \Rightarrow G = 4.186 \text{ KN/m.}$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G_T = 4.186 \text{ KN/m.} \\ Q_T = 0.65 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

○ **Nervure plancher étage courant:**

Poids du plancher: $G = 5,34 \times 0.65 \Rightarrow G = 3,471 \text{ KN/m.}$

$Q = 1.5 \times 0.65 \Rightarrow Q = 0.975 \text{ KN/m.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_C = 3,471 \text{ KN/m.} \\ Q_C = 0,975 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

✓ **Vérification des conditions:**

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

○ **Planche Terrasse:** $G = 4.186 \text{ KN/m} ; Q = 0.65 \text{ KN/m.}$

$0,65 \leq \text{Max} (8.372 ; 5 \text{ KN/m}) \dots\dots\dots$ **vérifiée.**

○ **Plancher étage courant:** $G_C = 3,471 \text{ KN/m} ; Q_C = 0.975 \text{ KN/m.}$

$0,975 \leq \text{Max} (6,942 ; 5 \text{ KN/m}) \dots\dots\dots$ **vérifiée.**

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

➤ la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

➤ $0.8 \leq \frac{3,5}{1,7} \leq 1.25 \dots\dots\dots$ **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) Évaluation des moments :**a.1) Moment sur appuis (M_q) :**

Pour une charge répartie :

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

Pour une charge concentrée :

$$M_q = \frac{(K_g \times p_g \times l_g^2) + (K_d \times p_d \times l_d^2)}{l'_g + l'_d}$$

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

a.2) Moment en travée :

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

b) Évaluation des efforts tranchants :

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

$$V_d = V_g + q_{\text{réel}} \cdot L$$

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.

IV.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 du plancher terrasse.

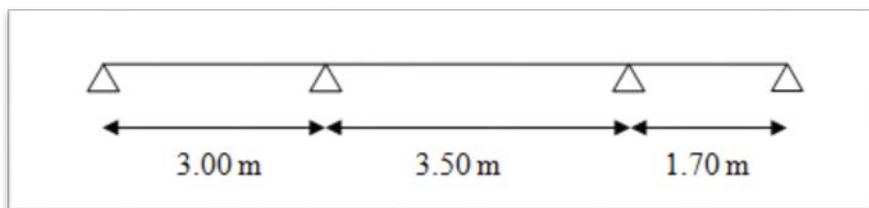


Figure IV.8. Schéma de poutrelle (3 travée)

1^{er} Cas : État limite ultime ELU :

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

Tableau IV.5. Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELU

G [KN/m]	4.186		4.186		4.186	
Q [KN/m]	0.65		0.65		0.65	
L[m]	3.00		3.50		1.70	
L' [m]	3.00		2.8		1.70	
$q_U^{réduit}$	4.74	6.63	4.74	6.63	4.74	6.63
$q_U^{réel}$	4.74	6.63	4.74	6.63	4.74	6.63
Mq [KN.m]	0	4.71		3.33		0
Mg ; Md [KN.m]	0	-4.71	-4.71	-3.33	-3.33	0
Vg [KN]	-8.38		-12.00		-7.59	
Vd [KN]	11.51		11.21		3.68	
X₀ [m]	1.26		1.81		1.14	
M t [KN.m]	5.30		6.15		1.01	

Avec :

$$G = 6,44 \times 0,65 = 4,186 \text{ kN/m.}$$

$$Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ kN/m.}$$

$$L = L' \text{ (travée de rive).}$$

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

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

$$q_U^{réel} = 1,35 \cdot G + 1,5Q$$

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

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

$$V_d = V_g + q_{réel} \cdot L$$

$$X_0 = -\frac{V_g}{q_{\text{Réel}}}$$

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

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

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

Tableau IV.6. Calcule des efforts internes (M ; V) à l'ELS

G [KN/m]	4.186		4.186		4.186	
Q [KN/m]	0.65		0.65		0.65	
L[m]	3.00		3.50		1.70	
L' [m]	3.00		2.8		1.70	
$q_s^{\text{réduit}}$	3.44	4.84	3.44	4.84	3.44	4.84
$q_s^{\text{réel}}$						
Mq [KN.m]	0	3.42		2.42		0
Mg ; Md [KN.m]	0	-3.42	-3.42	-2.42	-2.42	0
Vg [KN]	-6.12		-8.76		-5.54	
Vd [KN]	8.4		8.18		2.69	
X0 [m]	1.26		1.81		1.14	
M t [KN.m]	3.87		4.51		0.75	

Exemple de calcul :

$$\Rightarrow q_s^{\text{réduit}} = \left(2 \cdot \frac{4,186}{3} \right) + 0,65 = 3,44 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow q_s^{\text{réel}} = 4,186 + 0,65 = 4,84 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_q = \frac{3,44 \times 3^3 + 3,44 \times 2,8^3}{8,5(3 + 2,8)} = 3,42 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow V_g = \frac{-3,42 + 2,42}{3,50} - 4,84 \times \frac{3,50}{2} = -8,76 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_d = -8,76 + 4,84 \times 3,50 = 8,18 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow X_0 = -\frac{-8,76}{4,84} = 1,81 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_t = -3,42 - (-8,76 \times 1,81) - \frac{4,84(1,81)^2}{2} = 4,51 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des moments :

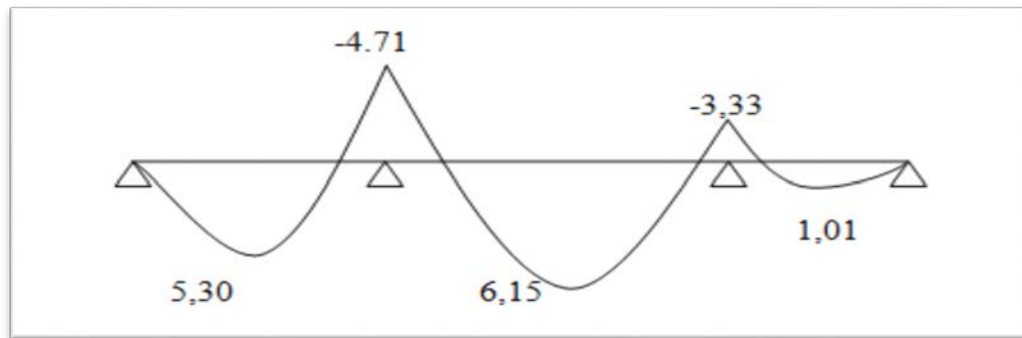


Figure IV.9. Diagramme de moment à l'ELU (KN.m)

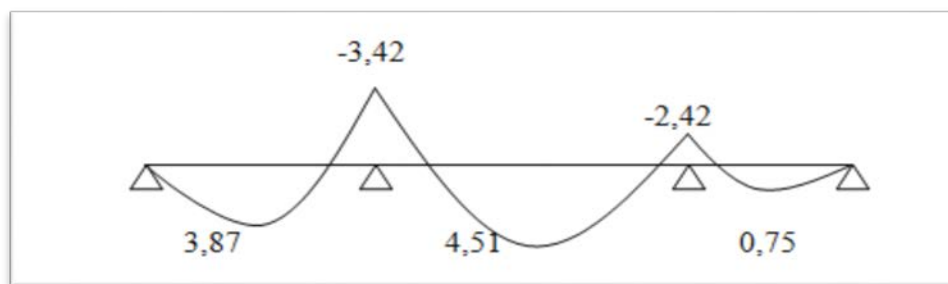


Figure IV.10. Diagramme de moment à l'ELS (KN.m)

➤ Diagramme des efforts tranchant :

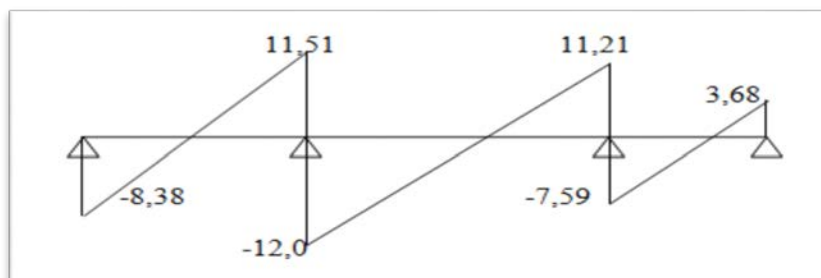


Figure IV.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (KN)

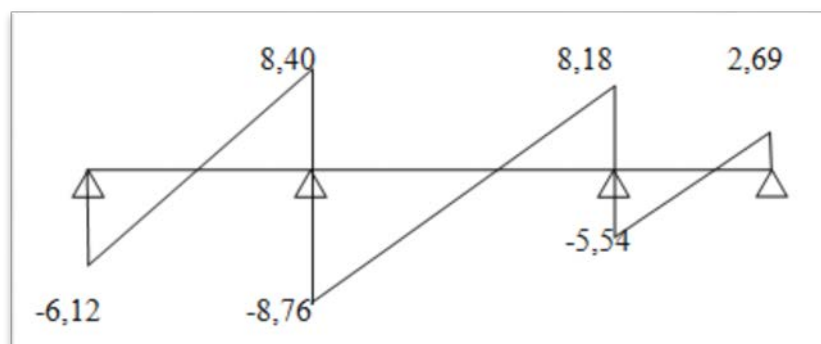


Figure IV.12. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (KN)

IV.4.3. Ferrailage des poutrelles :

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

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle du plancher terrasse qui est sollicitée par :

$$M_u^{\max}(\text{travée}) = 6,15 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_u^{\max}(\text{appuis}) = 4,71 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 12,00 \text{ KN}$$

a) Armature principale en travée:

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

$$y = h_0 \text{ soit : } \alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{18} = 0,222$$

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

$$\mu_0 = 0,155$$

$$M_t = \mu_0 b d^2 f_{c28} \Rightarrow M_t = (0,155 \times 650 \times 180^2 \times 25) \times 10^{-6}$$

$$M_t = 81,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tabl}} = 81,61 \text{ KN.m} \gg M_u = 6,15 \text{ KN.m}$$

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

$$M_u = 6,15 \text{ KN.m}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,15 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_R = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}\right) = 0,027$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 17,81 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{6,15 \times 10^{-3}}{0,1781 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,5 < A_t = 2,07 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

b) Armature principale en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,71 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,103 < u_R = 0,392$$

$$\mu_{bu} < u_R \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,103}) = 0,136$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 17,02 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{4,71 \times 10^{-3}}{0,1702 \times 348} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 2\text{HA}10 \Rightarrow A_a = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 < A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

b) Calcule des armatures transversales :

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

ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t = \min(0,6; 0,8; 1) \text{ cm}$$

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

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

b) Espacement :

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

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right\} = \left\{\frac{20}{4}; 12 \times 0,6; 30\text{cm}\right\} = 5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 5 \text{ cm.}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h = 40 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

IV.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

($V_u \text{ max} = 12,00 \text{ kN}$). 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)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

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

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 12 \times 10^{-3}}{400} = 0,345 \text{ cm}^2$$

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 de la Condition de non fragilité des armatures transversales:

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

$$\Rightarrow 3,14 \geq 0,4 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérification aux glissements :

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

Avec : $V_u = 12,00 \text{ KN}$; $M_u = 4,71 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow -17,07 \leq 0 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

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 :

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

$$\tau_u = \frac{12 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,78 \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

a) L'ELS :

La vérification se fait à l'ELS pour une section en T avec les sollicitations maximales.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle du plancher terrasse qui est sollicitée par :

$$M_{s(\text{travée})}^{\max} = 4,51 \text{ KN. m}$$

$$M_{s(\text{appuis})}^{\max} = 3,42 \text{ KN. m}$$

$$V_s^{\max} = 8,76 \text{ KN}$$

➤ **Vérification État 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.

➤ **État 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) :**

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

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(2,07 + 0)y - 15(2,07 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,09 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{65}{3} \times 4,09^3 + 15 \times 2,07 \times (18 - 4,09)^2$$

$$\Rightarrow I = 7490,19 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{4,51 \times 10^6 \times 40,9}{7490,19 \times 10^4} = 2,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,46 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

- **En appuis :**

o **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{65}{2}y^2 + 15(1,57 + 0)y - 15(1,57 \times 18) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,61 \text{ cm}$$

o **Moment d'inertie:**

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

$$\Rightarrow I = \frac{65}{3} \times 3,61^3 + 15 \times 1,57 \times (18 - 3,61)^2$$

$$\Rightarrow I = 5895,88 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{3,42 \times 10^6 \times 36,1}{5895,88 \times 10^4} = 2,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,09 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IV.4.5. Vérification de la 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 :

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{3,50} = 0,06 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\triangleright \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,07}{10 \times 18} = 0,01 \leq 0,01 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\triangleright L = 3,50 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

IV.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 :**

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

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

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

➤ **Armature parallèles aux poutrelles:**

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

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

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

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.

IV.4.7. Schéma de Ferrailage :

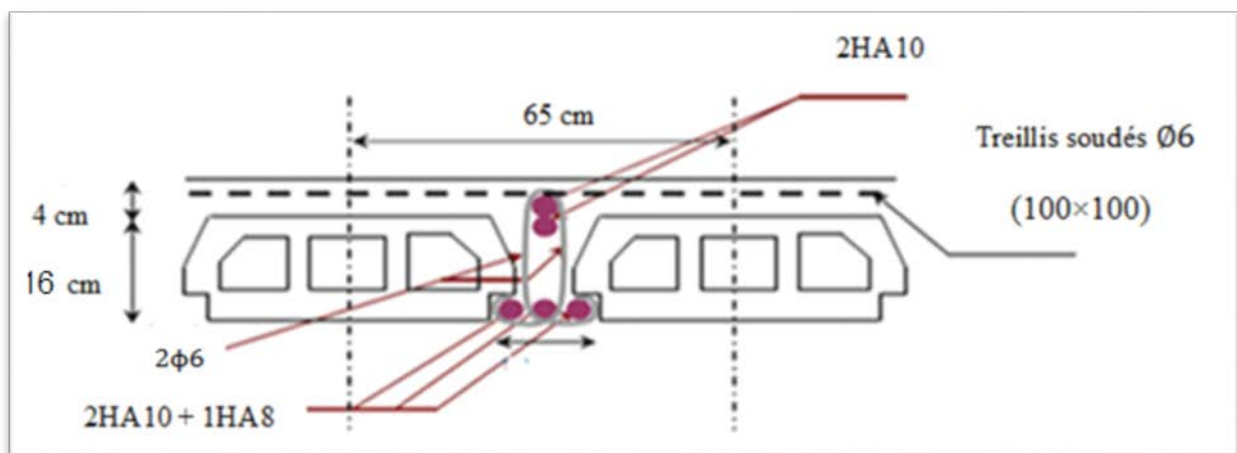


Figure IV.13. Ferrailage de poutrelle

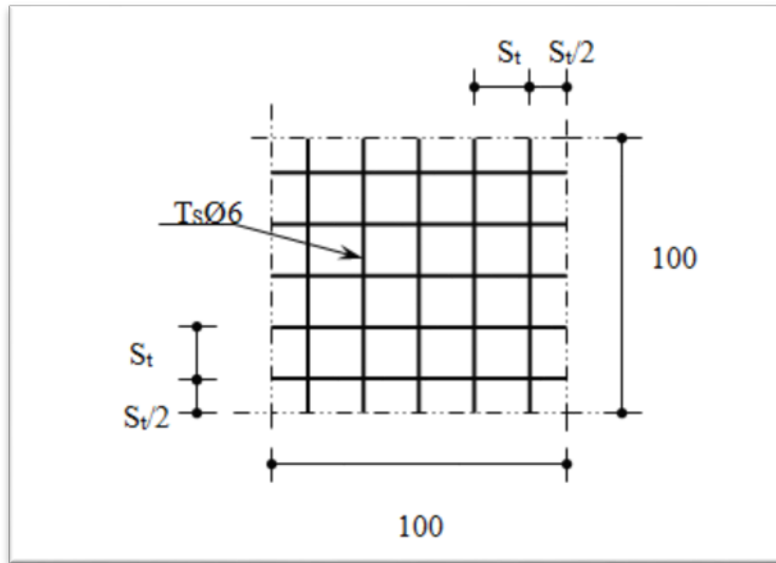


Figure IV.14. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

IV.5. Les escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. 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 :

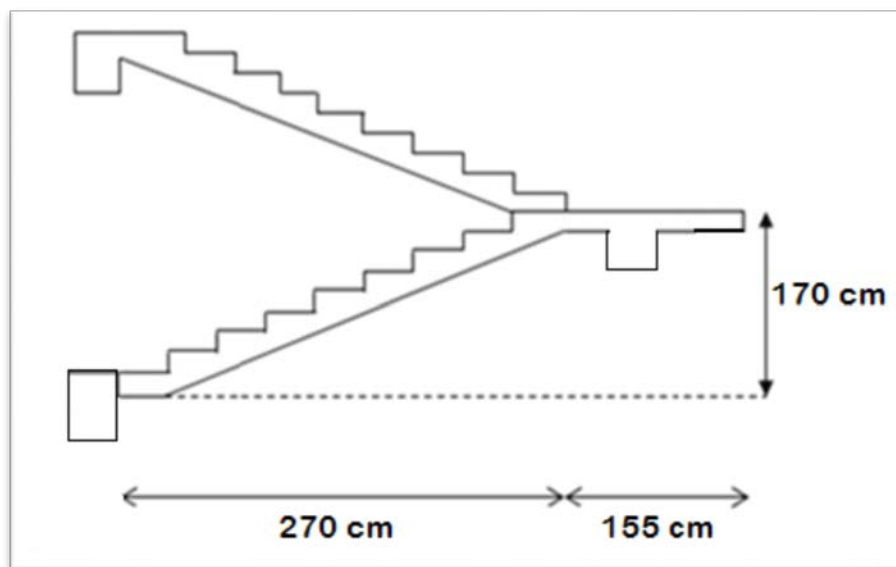


Figure IV.15. Escalier coupe transversale (RDC)

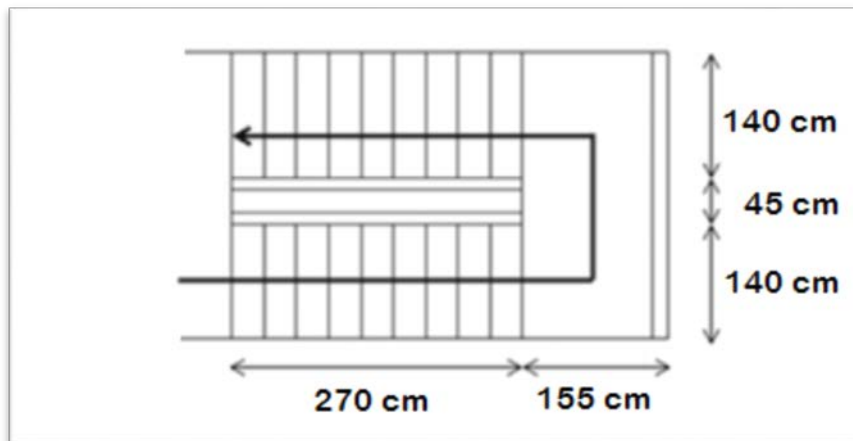


Figure IV.16. Escalier -vue en plan-

IV.5.1. calcul des sollicitations :

Pour une bonde de 1 m de largeur

- Combinaison d'actions :

1-paillasse:

$$G = 8,74 \text{ KN/m}^2 = 8,74 \times 1 = 8,74 \text{ KN/ml}$$

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

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

$$q_{u1} = 1,35(8,74) + 1,5(2,5)$$

$$q_{u1} = 15,55 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_{ser1} = 8,74 + 2,5$$

$$q_{ser1} = 11,24 \text{ KN/ml.}$$

2-palier de repos:

$$G = 5,27 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{m} = 5,27 \text{ KN/ml.}$$

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

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

$$q_{u1} = 1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2,5$$

$$q_{u2} = 10,87 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_{ser2} = 5,27 + 2,5$$

$$q_{ser2} = 7,77 \text{ KN/ml.}$$

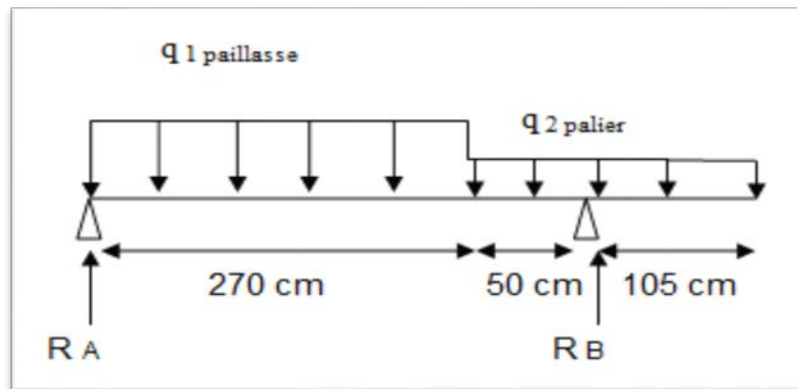


Figure IV.17. Schema statique des escaliers

➤ calcul de la charge équivalente :

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

ELU:

$$q_{u \text{ eq}} = \frac{\sum q_{ui} \times L_i}{\sum L_i} = \frac{(2,70 \times 15,55) + (1,55 \times 10,87)}{2,70 + 1,55}$$

$$q_{u \text{ eq}} = 13,84 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$q_{u \text{ eq}} = \frac{\sum q_{ser} \times L_i}{\sum L_i} = \frac{(2,70 \times 11,24) + (1,55 \times 7,77)}{2,70 + 1,55}$$

$$q_{ser \text{ eq}} = 9,97 \text{ KN/ml.}$$

➤ calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 4,25 q_{\text{eq}}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \begin{cases} ELU : 39,06 \text{ KN} \\ ELS : 28,14 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow R_A = \begin{cases} ELU : 19,76 \text{ KN} \\ ELS : 14,23 \text{ KN} \end{cases}$$

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.7. Sollicitations dans l'escalier

Appui	Réaction (KN)		V (KN)	M (KN.m)	
	ELU	ELS		ELU	ELS
A	19,76	14,23	19,76	0	0
B	39,06	28,14	24,53	-7,6288	-5,5104
			Travée	14,11	10,16

IV.5.2.Ferraillage :

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bande de 1 ml, une épaisseur de 15 cm

$$\text{Les dimensions des sections} \left\{ \begin{array}{l} h = 15 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 12 \text{ cm} \end{array} \right.$$

a) En travée :

$$M_{u,t} = 14,11 \text{ KN.m} = 14,11 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

✓ **Armature principale :**

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

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

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

$$\mu = \frac{14,11 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,17} = 0,069$$

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

$$\alpha_r = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,069)}) = 0,09$$

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

$$Z = 0.12 \times (1 - (0,4 \times 0,09)) = 0,116 \text{ m}$$

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

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

$$A_{st} = \frac{14,11 \times 10^{-3}}{0,116 \times 348} = 3,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0,06f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 12 \times 100 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3,50 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 3,50 \text{ cm}^2$

Le choix : **6HA 12** $\Rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures de répartition :**

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

$$A_r = \frac{6,79}{4} \Rightarrow A_r = 1,70 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Calcul des espacements :**

✓ **Des armatures principales :**

$$s_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \Rightarrow s_{t \max} \leq \min(3 \times 15 ; 33) \text{ cm}$$

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

$$s_t = \frac{1 \text{ m}}{\text{nombre du barres}} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

$$s_t < s_{t \max}$$

Donc : **$s_t = 15 \text{ cm}$**

✓ **Des armatures transversales :**

$$s_t \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow s_{t \max} \leq \min(4 \times 15 ; 45) \text{ cm}$$

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

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

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

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

b) En appuis :

$$M_A = 7,63 \text{ KN.m} = 7,63 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

✓ Armature principale :

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

$$\mu = \frac{7,63 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,037$$

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

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

$$\alpha_r = 0,047$$

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

$$\Rightarrow Z = 0,1177 \text{ m}$$

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

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

$$A_{st} = \frac{7,63 \times 10^{-3}}{0,1177 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1,86 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 100 \times 2,1}{400}$$

$$A_{st} = 1,86 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 1,86 \text{ cm}^2$

Le choix : 4HA 12 $\Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

✓ Armatures de répartition :

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

$$A_r = \frac{4,52}{4} \Rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2$$

Le choix : **4HA 10** $\Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements :**

✓ **Des armatures principales :**

$$s_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \Rightarrow S_{t \max} \leq \min(3 \times 15 ; 33) \text{ cm}$$

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

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

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

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

✓ **Des armatures transversales :**

$$s_t \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow S_{t \max} \leq \min(4 \times 15 ; 45) \text{ cm}$$

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

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

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

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

Tableau IV.8. Les résultats de calcul

Section	$A_{st} \text{ (cal)}$ (cm^2)	$A_{st} \text{ (min)}$ (cm^2)	$A_{st} \text{ (adob)}$ (cm^2)	Esp_{st} (cm)	$A_r \text{ (cal)}$ (cm^2)	$A_{st} \text{ (adob)}$ (cm^2)	Esp_r (cm)
Appuis	1,86	1,45	4HA12 4,52	25	1,13	4HA10 3,14	25
Travée	3,50	1,45	6HA 12 6,79	15	1,70	4HA10 3,14	25

IV.5.3. Les Vérifications :

a) à L'ELU:

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

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

$$V_u = 24,53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{24,53 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,20 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables on a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5}, 5 \text{Mpa} \right\}$$

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

$$\tau_u = 0,20 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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 :**

○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(6,79 + 0)y - 15(6,79 \times 12) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,93 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,93^3 + 15 \times 6,79 \times (12 - 3,93)^2$$

$$\Rightarrow I = 8656,25 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{10,16 \times 10^6 \times 39,3}{8656,25 \times 10^4} = 4,61 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,61 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **En Appuis :**

○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(4,52 + 0)y - 15(4,52 \times 12) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,36 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,36^3 + 15 \times 4,52 \times (12 - 3,36)^2$$

$$\Rightarrow I = 6325,68 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{5,51 \times 10^6 \times 33,6}{6325,68 \times 10^4} = 2,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,93 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IV.5.4. Vérification de la flèche :

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{0,15}{3,2} = 0,047 \geq \max\left(0,0625; \frac{14,11}{10 \times 17,72} = 0,08\right) \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\Rightarrow \frac{6,79}{100 \times 12} = 0,0057 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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:

$$\Delta_f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \Delta_f \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{320}{1000} = 0,82 \text{ cm (B.A.E.L91/99 art B.6.5.3 page 97)}$$

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

$$G_{\text{éq}} = \frac{G_{\text{paillasse}}L_1 + G_{\text{palier}}L_2}{L_1 + L_2}$$

$$G_{\text{éq}} = \frac{(8,74 \times 2,7) + (5,27 \times 0,5)}{2,7 + 0,5} \Rightarrow G_{\text{éq}} = 8,20 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{éq}} = \frac{Q_{\text{paillasse}}L_1 + Q_{\text{palier}}L_2}{L_1 + L_2}$$

$$Q_{\text{éq}} = \frac{(2,5 \times 2,7) + (2,5 \times 0,5)}{2,7 + 0,5} \Rightarrow Q_{\text{éq}} = 2,50 \text{ KN/m}$$

$$G_g = G_{\text{éq}} = 8,20 \text{ KN/m}$$

$$G_j = G_{\text{éq}} - G_{\text{garde courps}}$$

$$G_j = 8,20 - 0,6 \Rightarrow G_j = 7,60 \text{ KN/m}$$

$$P = G_{\text{éq}} + Q_{\text{éq}}$$

$$P = 8,20 + 2,50 \Rightarrow P = 10,70 \text{ KN/m}$$

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 :**

$$M_p = 0,85 \times \frac{P \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{10,70 \times 3,2^2}{8} = 11,64 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,85 \times \frac{g \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{8,2 \times 3,2^2}{8} = 8,92 \text{ KN.m}$$

$$M_j = 0,85 \times \frac{j \times l^2}{8} = 0,85 \times \frac{7,60 \times 3,2^2}{8} = 8,27 \text{ KN.m}$$

○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{100}{2}y^2 + 15(6,79 + 0)y - 15(6,79 \times 12) = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,93 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{100}{3} \times 3,93^3 + 15 \times 6,79 \times (12 - 3,93)^2$$

$$\Rightarrow I = 8656,25 \text{ cm}^4$$

○ **Calcul des Contraintes:**

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = \frac{15 \times 11,64 \times 10^6}{8656,25 \times 10^4} (120 - 39,3) = 162,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8,92 \times 10^6}{8656,25 \times 10^4} (120 - 39,3) = 124,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = \frac{15 \times 8,27 \times 10^6}{8656,25 \times 10^4} (120 - 39,3) = 115,65 \text{ MPa}$$

○ **Calcul de λ_i , λ_v et μ :**

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

$$\Rightarrow \rho = \frac{6,79}{100 \times 12} = 0,006$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,006 \left(2 + 3 \frac{100}{100}\right)} = 3,5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,4$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,006) \times 162,78 + 2,1} = 0,43$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,006) \times 124,74 + 2,1} = 0,32$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4(0,006) \times 115,65 + 2,1} = 0,31$$

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

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

$$I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 6,79 \times \left(\frac{15}{2} - 3\right)^2 \Rightarrow I_0 = 30187,46 \text{ cm}^4$$

○ **Moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi}(p) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1,1 \times 30187,46}{1 + 3,5 \times 0,43} = 13256 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(g) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1,1 \times 30187,46}{1 + 3,5 \times 0,32} = 15663,31 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}(g) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1,1 \times 30187,46}{1 + 1,4 \times 0,32} = 22932,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1,1 \times 30187,46}{1 + 3,5 \times 0,31} = 15926,24 \text{ cm}^4$$

○ **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 :**

$$f_{pi} = \frac{Mpl^2}{10 E_i I_{fi(p)}} = \frac{11,64 \times 3,2^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 13256 \times 10^4} = 0,93 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{Mgl^2}{10 E_i I_{fi(g)}} = \frac{8,92 \times 3,2^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 15663,31 \times 10^4} = 0,62 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{Mgl^2}{10 E_{vi} I_{fv(g)}} = \frac{8,92 \times 3,2^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818,86 \times 22932,5 \times 10^4} = 1,07 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{Mjl^2}{10 E_i I_{fi(j)}} = \frac{8,27 \times 3,2^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,19 \times 15926,24 \times 10^4} = 0,59 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \Rightarrow (1,07 - 0,59) + (0,93 - 0,62)$$

$$\Delta_f = 0,79 \text{ cm}$$

$\bar{f} = 0,82 \text{ cm} > \Delta_f = 0,79 \dots\dots\dots$ donc la flèche est vérifiée.

IV.5.5. Schéma de ferrailage de l'escalier :

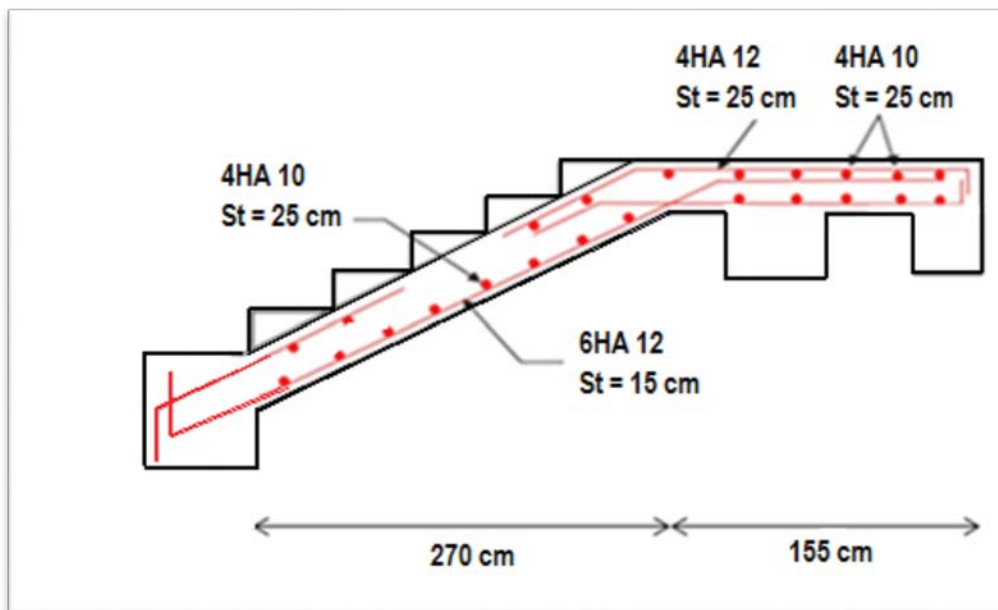


Figure IV.18. Schéma de ferrailage de l'escalier

IV.5.6. Étude de la poutre palière :



Figure IV.19. Poutre palière

IV.5.6.1. Sollicitation de calcul de la poutre palière :

➤ Évaluation des charges :

La poutre palière est soumise à :

Poids propre : $PP = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$

Poids propre de mur extérieur : $(3,23 - 0,35) \times 2,81 = 8,09 \text{ KN/ml}$

Réaction des escaliers :

✓ à L'ELU : $q_{u \text{ éq}} = 13,84 \text{ KN/m} \Rightarrow R_b = 39,06 \text{ KN/m}$

✓ à L'ELS : $q_{s \text{ éq}} = 9,97 \text{ KN/m} \Rightarrow R_b = 28,14 \text{ KN/m}$

➤ Combinaison des charges :

✓ à L'ELU : $q_u = 1,35(PP + P_{\text{mur ext}}) + R_b$

$\Rightarrow q_u = 1,35(2,625 + 8,09) + 39,06 = 53,53 \text{ KN/m}$

✓ à L'ELS : $q_s = (PP + P_{\text{mur ext}}) + R_b$

$\Rightarrow q_s = (2,625 + 8,09) + 28,14 = 38,86 \text{ KN/m}$

➤ Calcul des moments :

Les moments isostatiques sont :

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

✓ à L'ELU :

$$M_0 = 70,68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 60,08 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_0 = 21,20 \text{ KN.m}$$

✓ à L'ELS :

$$M_0 = 51,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 43,61 \text{ KN. m}$$

$$M_a = 0,3 \times M_0 = 15,40 \text{ KN. m}$$

IV.5.6.2. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU.

$$\text{Les dimensions des sections} \quad \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ d = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

a) En travée :

➤ Armature principale :

$$M_t = 60,08 \text{ KN.m} = 60,08 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

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

$$\mu = \frac{60,08 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33^2 \times 14,17} = 0,13$$

$$\Rightarrow \mu = 0,13 < 0,186 \text{ (pivot A)}$$

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

$$\alpha_r = 0,17$$

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

$$Z = 0,308 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

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

$$A_{st} = \frac{60,08 \times 10^{-3}}{0,308 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 5,61 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 33 \times 30 \times 2,1}{400}$$

$$A_{st} = 5,61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 5,61 \text{ cm}^2$

Le choix : **5 HA12** $\Rightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

b) En appuis :➤ **Armature principale :**

$$M_a = 21,20 \text{ KN.m} = 21,20 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

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

$$\mu = \frac{21,20 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,046$$

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

$$\alpha_r = 0,059$$

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

$$Z = 0,3222 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{st} = 10 \times 10^{-3}$$

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

$$A_{st} = \frac{21,20 \times 10^{-3}}{0,3222 \times 348} = 1,89 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 33 \times 30 \times 2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,89 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_{st} = 1,89 \text{ cm}^2$

Le choix : **3HA10** ⇒ $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$

c) Armatures de répartition :

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

ϕ_L : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(1; 1; 3) \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

On choisit un étrier avec $A_t = 3\phi 8 = 1,50 \text{ cm}^2$

d) Espacement :

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right\} = \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 0,8 ; 30\text{cm} \right\} = 8,75 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t = 8 \text{ cm.}$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h = 0,7 \text{ m}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$

IV.5.6.3. Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_u = q_u \frac{l}{2}$$

$$V_u = 53,53 \times \frac{3,25}{2} = 86,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{86,99 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,88 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu préjudiciables on a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 5\text{Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} , 5\text{Mpa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,88 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IV.5.6.4. Calcul de la poutre palier à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier :

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 7,63 \text{ KN.m.}$$

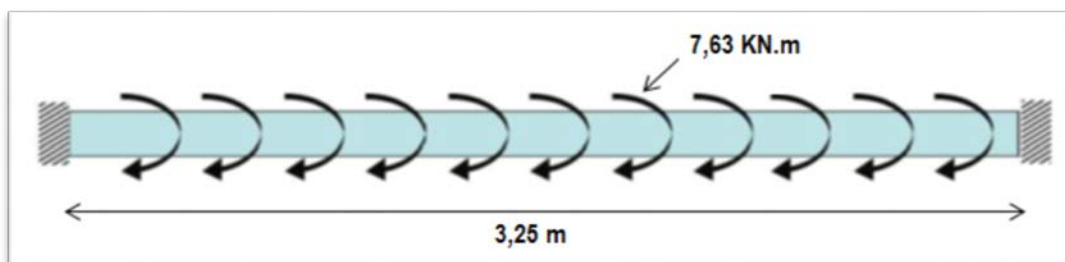


Figure IV.20. La poutre à la torsion

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.

$$\tau = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0} \text{ (Formule de Rausch)}$$

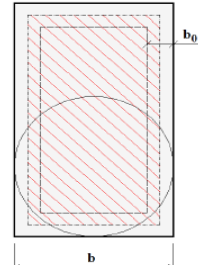
T_u : moment de torsion ($T_u = 7,63 \text{ KN.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} \Rightarrow b_t = \frac{0,3}{6} = 0,05 \text{ m}$$

\square : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\square = (h - b_t) \times (b - b_t) = (0,35 - 0,05) \times (0,30 - 0,05) = 0,075 \text{ m}^2$$

$$\tau_u = \frac{7,63 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 1,02 \text{ MPa}$$



b) Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_u \text{ limite})^2 \text{ (Section pleine)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0,88^2 + 1,02^2 = 1,81 \leq 3,33^2 = 10,09 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c) Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \text{ Avec } U : \text{ périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(0,3 - 0,05) + (0,35 - 0,05)] = 1,1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{1,1 \times 7,63 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2$$

d) Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{S_t \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{0,15 \times 7,63 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

e) Section minimale des armatures :

$$1) \frac{A_l \times f_e}{U \times b_0} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,61 \times 400}{110 \times 5} = 1,17 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,22 \times 400}{15 \times 5} = 1,17 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.5.6.5. Les armatures totales :

a) Armatures longitudinales :

$$A_l^{\text{tot}} = A_l^{\text{fl}} + A_l^{\text{tor}}$$

Tableau IV.9. Valeurs des Armatures longitudinales

	A_1^{fl} (cm ²)	A_1^{tor} (cm ²)	A_1^{tot} (cm ²)	A_1^{adob} (cm ²)
Appuis	2,35	1,61	3,96	5HA12 5,65
Travée	5,65	1,61	7,26	5HA14+ 1HA12 8,82

b) Armatures transversales:

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1,5 + 0,22 = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t^{tot} = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

IV.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) :**

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

$$\frac{30}{2}y^2 + 15(8,82 + 0)y - 15(8,82 \times 33) = 0$$

$$\Rightarrow y = 14,42 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{30}{3} \times 14,42^3 + 15 \times 8,82 \times (33 - 14,42)^2$$

$$\Rightarrow I = 103545,40 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{43,61 \times 10^{-3} \times 0,1442}{103545,40 \times 10^{-8}} = 6,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,07 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **En Appuis :**○ **Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\frac{30}{2}y^2 + 15(5,65 + 0)y - 15(5,65 \times 33) = 0$$

$$\Rightarrow y = 12,09 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie :**

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

$$I = \frac{30}{3} \times 12,09^3 + 15 \times 5,65 \times (33 - 12,09)^2$$

$$\Rightarrow I = 74566,78 \text{ cm}^4$$

✓ **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{15,40 \times 10^{-3} \times 0,1209}{74566,78 \times 10^{-8}} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,50 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IV.5.6.7.Vérification de la flèche :

Il sera inutile de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right)$$

$$\Rightarrow \frac{0,35}{3,25} = 0,11 \geq \max\left(0,0625; \frac{60,08}{10 \times 70,68} = 0,085\right) \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\Rightarrow \frac{8,82}{30 \times 33} = 0,0089 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

IV.5.6.8.Schéma de ferrailage de la poutre palier :

Tableau IV.10. Section de ferrailage de poutre palière

	Travée	Appuis
P. Palière		

CHAPITRE V

ETUDE COMPARATIVE DES PORTIQUES PAR DEUX METHODES

(LA METHODE DE CAQUOT, ET LA
METHODE DES TROIS MOMENTS)

V.1. CALCUL DES PORTIQUES

PAR

LA METHODE DE CAQUOT

V.1.1 Définitions et notations de la méthode de CAQUOT

V.1.1.1 Introduction

C'est une méthode approchée pour le calcul des poutres continues, solidaires ou non solidaires des poteaux qui les supportent sous l'action des charges verticales. Elle s'applique essentiellement à des éléments de plancher constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Elle convient notamment aux éléments de plancher à charge d'exploitation relativement élevée. Cette méthode consiste à calculer le moment sur appui d'une poutre continue en considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré. Une poutre à plusieurs travées est assimilée pour le calcul des moments sur appui à une succession de poutres à deux travées, quant aux moments en travées ils sont déterminés à partir des moments sur appui en utilisant les méthodes usuelles de la RDM.

Dans cette méthode, on suppose que les moments d'inertie des poteaux sont constants. Il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers. On évalue les moments de continuité agissant dans les sections du nœud d'un appui (considéré comme section dangereuse), en tenant compte que les travées encadrant l'appui considéré (travée de gauche, indice « w » et travée de droite, indice « e ») et de la résistance des tronçons inférieurs et supérieurs des poteaux aboutissant au nœuds considérés.

- Les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui, considérées comme sections à vérifier, sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud, peuvent être évalués en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré (travée de gauche, indice « W », et travée de droite, indice « e ») et de la

résistance offerte par les tronçons inférieur et supérieur des poteaux aboutissant au nœud considéré (tronçon inférieur, indice « s », et tronçon supérieur, indice « n ») (fig. V.1)

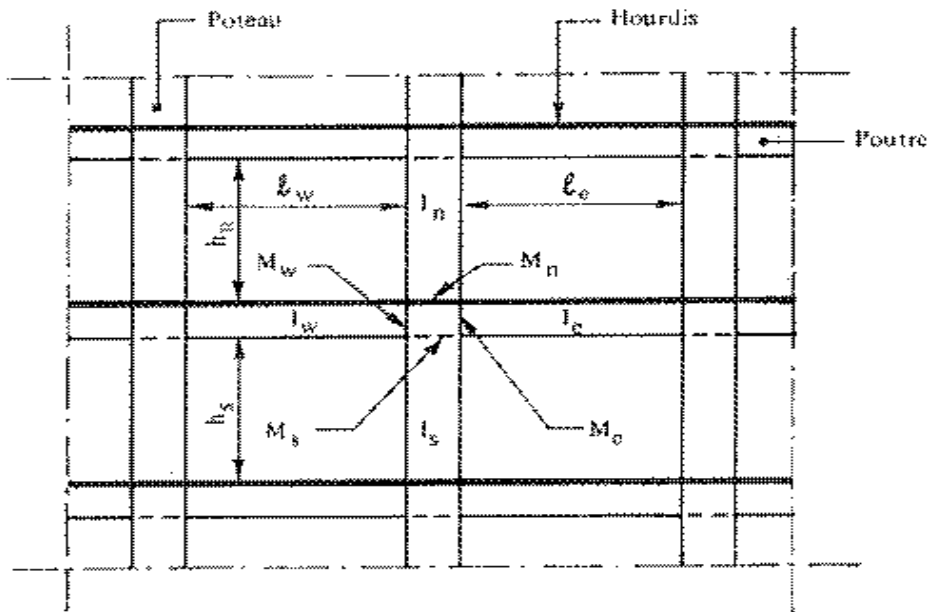


Figure V.1 Caractéristiques géométriques du portique

- On détache, de chaque côté des appuis, des travées fictives dont les longueurs (désignées par indices « W » ou « e ») sont précisées ci-après en E.2.4,1 et E.2.4,2 (B.A.E.L 91 MOD 99) pour les travées intermédiaires et les travées de rive.
- On détache de même au-dessus et au-dessous de chaque appui des tronçons fictifs de Poteaux, de hauteurs h'_n et h'_s , h'_n étant égal :
 - Aux neuf dixièmes de la hauteur h_n ($0,9 h_n$) si le nœud considéré appartient à l'avant- dernier plancher ;
 - et à $0,8 h_n$ dans les autres cas.

h'_s étant égal à $0,8 h_s$, hormis le cas où les poteaux sont articulés sur leurs fondations, et où il faut alors prendre $h'_s = h_s$.

V.1.1.2 Travées intermédiaires

Les longueurs (l_w et l_e) des travées fictives à gauche et à droite de l'appui sont prises respectivement égales à ($0,8 l_w$ et $0,8 l_e$).

La poutre étant supposée avoir dans chaque travée une section constante, on désigne par :

P_w la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (P_e sur celle de droite) ;

P_w une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui (P_e , a_e pour la travée de droite).

On pose : les valeurs de k (k_w ou k_e) étant données, pour les poutres à section constante, par l'échelle fonctionnelle de l'article E.2.2,1 (B.A.E.L 91 MOD 99) en fonction du rapport :

$$M'_w = \frac{P_w \ell_w'^2}{8,5} + \ell_w' \sum k_w P_w$$

$$M'_e = \frac{P_e \ell_e'^2}{8,5} + \ell_e' \sum k_e P_e$$

$$\frac{a}{\ell'} \left(\text{soit } \frac{a_w}{\ell_w'} \text{ ou } \frac{a_e}{\ell_e'} \right)$$

I_w , I_e , I_s et I_n désignant respectivement- les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur, ces moments étant évalués suivant les prescriptions de l'article A.3.2,1 (B.A.E.L 91 MOD 99), on pose encore :

$$K_w = \frac{I_w}{\ell_w'} \quad K_e = \frac{I_e}{\ell_e'} \quad K_s = \frac{I_s}{h_s'} \quad K_n = \frac{I_n}{h_n'}$$

et $D = K_w + K_e + K_s + K_n$

Les moments dans les sections dangereuses (nus des appuis) sont, en valeur absolue :

- Au nu de l'appui dans la travée de gauche :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D} \right)$$

- Au nu de l'appui dans la travée de droite :

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D} \right) + M'_w \frac{K_e}{D}$$

- Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur :

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

- Au nu supérieur des poutres dans le poteau supérieur :

$$M_n = \frac{K_n}{D} (M'_e - M'_w).$$

Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs.

Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_e ou M'_w . La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

Dans le cas des poutres à « goussets normaux », on applique au calcul de M'_w et M'_e les règles données à l'article E.2.2,1 (B.A.E.L 91 MOD 99).

V.1.1.3 Travées de rive

Notations

Pour simplifier l'exposé, on utilise conventionnellement les notations de la figure 2 :

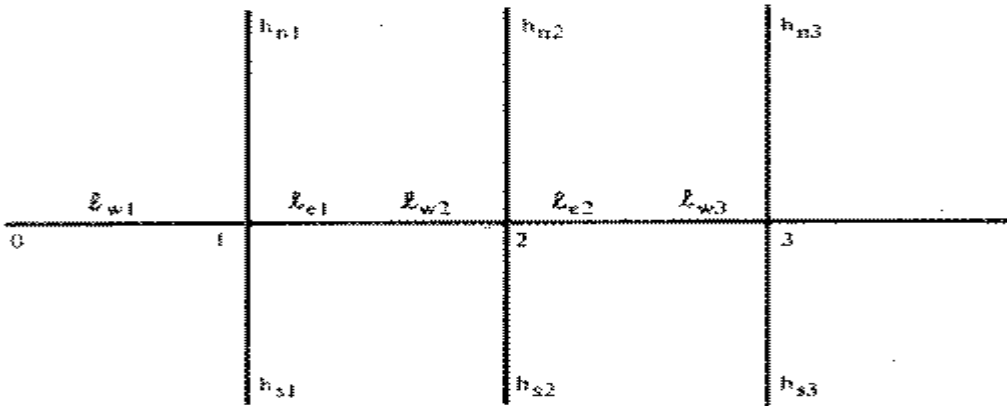


Figure V.2 Notations

Les quantités relatives au nœud de rive sont affectées de l'indice 1, celles du nœud voisin de l'appui de rive de l'indice 2, celles du nœud suivant de l'indice 3. Ainsi (w_1 désigne la longueur libre d'une console éventuelle.

La poutre est supposée avoir dans chaque travée une section constante.

V.1.1.4 Travée de rive avec console

- Nœud de rive (nœud 1)

Le nœud de rive est étudié en faisant $K_w = 0$ dans les formules données à l'article E.2.4,11(B.A.E.L 91 MOD 99) et en y substituant M_{w1} à M'_w , M_{w1} désignant la valeur absolue du moment isostatique de la console au nu de l'appui 1.

On suppose que la valeur algébrique de M_{w1} est négative, c'est-à-dire, conventionnellement, que la face supérieure de la console est tendue au voisinage de l'appui. Dans le cas contraire, on change les signes devant la valeur absolue de M_{w1} introduite dans les formules.

On a donc :

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) + M_{w1} \frac{K_{e1}}{D_1}$$

$$M_{s1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \frac{K_{s1}}{D_1}$$

$$M_{n1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \frac{K_{n1}}{D_1}$$

Avec :

$$M'_{e1} = \frac{P_e \ell_e'^2}{8,5} + \ell_e' \sum k_e P_e \quad (\text{nœud 1})$$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{\ell_e'^3} \quad K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h_{s1}^3} \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h_{n1}^3}$$

et

$$D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{n1}$$

- Nœud voisin du nœud de rive (nœud 2)

La longueur (ℓ'_{w2}) de la travée fictive de rive est prise égale à $x_1 \ell'_{w2}$, x_1 étant un coefficient compris entre 0,8 et 1. On prend :

$$x_1 = 0,80 \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$x_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$$

Dans ces expressions, les K sont relatifs au nœud de rive 1 :

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{\ell_e'^3} \quad K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h_{s1}^3} \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h_{n1}^3}$$

La longueur (ℓ'_{e2}) de la travée fictive à droite de l'appui 2, si elle n'est pas une travée de rive, est prise égale à 0,8 ℓ'_{e2} . Dans le cas contraire, le nœud 3 est un nœud de rive, et la longueur (ℓ'_{e2}) de la travée fictive de droite est prise égale à $x_3 \ell'_{e2}$ avec :

$$x_3 = 0,80 \text{ pour } K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{w3}$$

$$x_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{w3}} \text{ pour } K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{w3}$$

Dans ces expressions, les K sont relatifs au nœud de rive 3 :

$$K_{s3} = \frac{I_{s3}}{h_{s3}^3} \quad K_{n3} = \frac{I_{n3}}{h_{n3}^3}$$

$$K_{w3} = \frac{I_{w3}}{\ell_{w3}'^3} \quad (\ell_{w3}' = 0,8 \ell_{w3} = 0,8 \ell_{e2})$$

Ensuite dans les formules données à l'article E.2.4,1 (B.A.E.L 91 MOD 99), on remplace M'_w par :

Avec

$$M'_{w2} - \frac{1}{2,125} \frac{K_{e1}}{D_1} M_{w1}$$

$$M'_{w2} = \frac{P_w \ell_w'^2}{8,5} + \ell_w' \sum K_w P_w \quad (\text{nœud 2})$$

Et

$$D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{n1}$$

Si l'on néglige la solidarité avec les poteaux, les K_s et K_n sont nuls (et les $x_1 = x_3 = 1$).

V.1.1.5 Travée de rive sans console

Les règles données à l'article E.2.4,21 (B.A.E.L 91 MOD 99) ci-dessus s'étendent à ce cas en y faisant $M_{w1} = 0$.

V.1.1.6 Simplifications admises

On peut négliger la raideur des poteaux - ceux de rive exceptés. Dans ce cas, les moments aux nœuds de rive peuvent être calculés comme indiqué à l'article E.2.4,2(B.A.E.L 91 MOD 99).

Les moments sur appuis intermédiaires sont calculés en faisant nuls les K_s et K_n

correspondants, en conservant pour les moments sur les appuis voisins des appuis de rive ($'_{w2} = x_1$ (w_2 (et ($'_{e2} = x_3$ (e_2 , si l'appui 3 est un appui de rive).

On peut appliquer au-delà des appuis voisins de rive les règles des articles E.2.2 et E.2.3.

Si une travée de rive comporte une console, il ne faut pas oublier pour le calcul du moment sur l'appui voisin du nœud de rive, de remplacer M'_w par les valeurs indiquées à l'article E.2.4,21 qui tient compte de l'influence du moment M_{w1} de la console au nu du nœud de rive.

V.1.1.7 Cas d'une seule travée (ossature symétrique et symétriquement chargée)

- En désignant par :

p la charge uniformément répartie par unité de longueur ;

P une charge concentrée appliquée à la distance a de l'appui sur lequel on calcule le moment ; (la portée de la poutre entre nus intérieurs des appuis ; I son moment d'inertie supposé constant ; I_s moment d'inertie du poteau inférieur ;

I_n le moment d'inertie du poteau supérieur ; on pose :

$$K = \frac{I}{\ell} \quad K_s = \frac{I_s}{h'_s} \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

h'_s et h'_n étant évalués comme indiquée à l'article E.2.4,0 et les valeurs de k étant

données par l'échelle fonctionnelle ci-dessous en fonction du rapport a/(.

$$M' = \frac{p\ell^2}{8,5} + \ell \Sigma kP$$

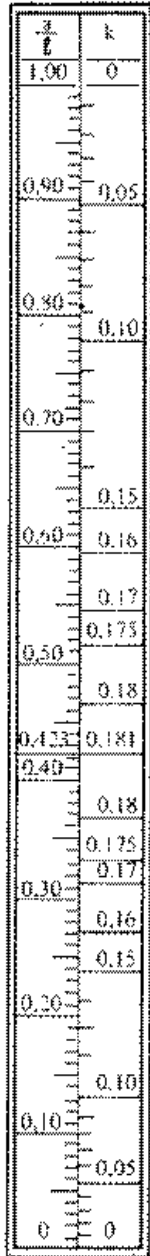


Figure V.3 sans légende dans: E.2.4,4 (B.A.E.L 91 MOD 99) cas d'une seule travée (ossature symétrique et symétriquement

- Au nu intérieur de l'appui, dans la poutre :

$$M = M' \frac{K_s + K_n}{K + 1,56(K_s + K_n)}$$

- Au nu inférieur de la poutre, dans le poteau inférieur :

$$M_s = M' \frac{K_s}{K + 1,56(K_s + K_n)}$$

- Au nu supérieur du plancher, dans le poteau supérieur :

$$M_n = M' \frac{K_n}{K + 1,56(K_s + K_n)}$$

V.1.1.8 Moments en travée des poutres

On applique les règles de l'article E.2.2.2 (B.A.E.L 91 MOD 99)

V.1.1.9 Efforts tranchants dans les poutres

Dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appui sont calculés comme indiqué à l'article E.2.2,3 (B.A.E.L 91 MOD 99) par la méthode générale applicable aux poutres continues, en faisant état des moments de continuité.

A partir des efforts tranchants d'appui, on trace les diagrammes des efforts tranchants en travée pour les charges permanentes et pour les charges d'exploitation en supposant pour ces dernières la répartition la plus défavorable.

Dans le cas d'une seule travée, les efforts tranchants d'appui sont pris égaux à ceux de la travée indépendante de portée (si l'ossature est symétrique et symétriquement chargée).

V.1.1.10 Moments dans les poteaux

On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à h'_n au-dessus du plancher et à h'_s au-dessous du nu inférieur des poutres.

V.1.1.12 Efforts tranchants dans les poteaux, efforts normaux dans les poutres

Par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux ni des efforts normaux dans les poutres.

V.1.2 APPLICATION :

Soit A nœud intérieur de la structure et non voisin n'un nœud de rive.

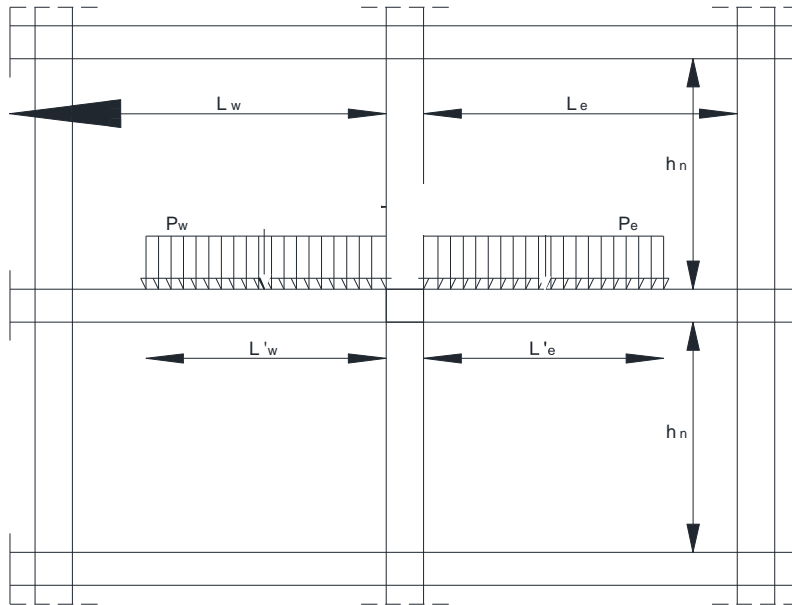


Figure V. o4 Caractéristiques géométriques

Les paramètres de calcul sont :

h_n : hauteur du poteau situé au-dessus du nœud considéré ;

h_s : la hauteur de poteau situé au-dessous du nœud considéré ;

L_w : portée de la travée à gauche du nœud considéré ;

L_e : portée de la travée à droite du nœud considéré ;

M_w, M_e, M_s, M_n :moments de continuités agissant dans les sections :

L'_w, L'_e, h'_n, h'_s :longueurs fictives égales a :

$L'_w = 0.8 L_w$: pour les travées intermédiaires

$L'_e = 0.8 L_e$: pour les travées intermédiaires

$h'_n = 0.9 h_n$: pour les nœuds appartenant à l'avant dernier plancher ;

$h'_n = 0.8 h_n$: pour les autres planchers ;

$h'_s = h_s$: pour les poteaux articulés a la base ;

$h'_s = 0.8 h_s$: pour les autres planchers ;

$L'_{wi} = X_i L_{wi}$ pour les nœuds voisins du nœud de rive L_{wi} ;

$L'_{ei} = X_i L_{ei}$ pour les nœuds voisins du nœud de rive L_{ei}

Avec :

$0,8 \leq X_i \leq 1$; (nœud voisin de nœud de rive)

$$X_i = 0,8 \quad \text{pour } (K_{si} + K_{ni}) 1,5 \geq K_{ei}$$

$$-nX_i = 1 - ((K_{si} + K_{ni}) / 7,5 K_{ei}) \quad \text{pour } (K_{si} + K_{ni}) 1,5 < K_{ei}$$

- Les rigidités linéaires :

Soient I_w, I_e, I_n, I_s les moments d'inertie des différents éléments (poteaux-poutres).

Nous posons les rigidités linéaires suivantes :

$$K_w = I_w / L'_w, \quad K_e = I_e / L'_e, \quad K_n = I_n / L'_n, \quad K_s = I_s / L'_s, \quad D = K_w + K_e + K_n + K_s$$

V.1.2.1 Les moments de références :

Q_{we} : charges uniformément réparties sur les travées de gauche et de droite (par unité de longueur).

- Travées intermédiaires

$$M'_w = P_w \cdot L'_w / 8,5$$

$$M'_e = P_e \cdot L'_e / 8,5$$

$$M_w = M'_e \cdot K_w / D + M'_w \cdot (1 - K_w / D), \quad M_e = M'_w \cdot K_e / D + M'_e \cdot (1 - K_e / D)$$

$$M_s = (M'_e - M'_w) \cdot K_s / D, \quad M_n = (M'_e - M'_w) \cdot K_n / D$$

- Convention de signe au niveau de nœud considéré :
 - Poutre : les faces tendues se trouvent à la partie supérieure (M_w et $M_e < 0$).
 - Poteaux : la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues de M'_w et M'_e et la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

Remarque : les pointillés représentent les fibres tendues.

V.1.2.2 Moment en travées :

Ils se déterminent à partir des moments sur appuis en utilisant les méthodes usuelles de la RDM.

$$M_i(x) = P \cdot L / 2 \cdot x - P \cdot x^2 / 2 + M_w \cdot (1 - x / L) + M_e \cdot x / L$$

$$dM_i(x) / dx = 0 \Rightarrow L / 2 + (M_e - M_w) / P \cdot L$$

M_e, M_w seront pris en valeurs absolues

V.1.2.3 Efforts tranchants dans les poutres :

Ils sont calculés en utilisant les moments de continuité dans la méthode générale applicable aux poutres continues.

$$T(x) = dM(x)/d(x) \Rightarrow \begin{cases} T_w = P.L/2 + (M_e - M_w) /L \\ T_e = P.L/2 + (M_w - M_e) /L \end{cases}$$

M_e , M_w seront pris en valeurs algébriques.

V.1.2.4 Calcul des efforts normaux dans les poteaux :

Ils sont calculés à partir des efforts tranchants dans les poutres.

$$N = |T_w| + |T_e|$$

Détermination du point d'inflexion dans les poteaux :

(Moment nul dans les poteaux du 1^{er} niveau)

Le point d'inflexion est situé approximativement à $0.6h$ à partir de la base du poteau. H ; hauteur d'étage $M_n/0,6h = M_s/0,4h \Rightarrow M_n = 1,5 M_s$

V.1.2.5 Les charges et surcharges :**Le portique longitudinal**

Travées (1-2), (2-3), (3-4), (4-5), (5-6)

Niveau 06 (Plancher terrasse)**Charges permanentes :**

Poids propre du plancher terrasse : $6,44 \times (1,525 + 0,30 + 1,725) = 22,86$ KN/ml

Poids des poutres secondaires : $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625$ KN/ml

$G = 22,86 + 2,625 = 25,49$ KN/ml

Charges d'exploitations :

Plancher terrasse : $Q_1 = 1 \times (1,525 + 0,30 + 1,725) = 3,55$ KN/ml

Niveau (05-01) : (Plancher courant)**Charges permanentes :**

Poids propre du plancher courant : $5,34 \times (1,525 + 0,30 + 1,725) = 18,96$ KN/ml

Poids des poutres secondaires : $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625$ KN/ml

$G = 18,96 + 2,625 = 21,58$ KN/ml

Charges d'exploitations :

Plancher courant : $Q_1 = 1,5 \times (1,525 + 0,30 + 1,725) = 5,33$ KN/ml

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques du portique longitudinal

Niveau	Nœud	Longueurs entre nus (m)				Longueurs fictives (m)			
		L _w	L _e	h _n	h _s	L' _w	L' _e	h' _n	h' _s
6	1	0,00	4,50	0,00	3,23	0,00	3,60	0,00	2,58
	2	4,50	4,40	0,00	3,23	3,60	3,52	0,00	2,58
	3	4,40	3,60	0,00	3,23	3,52	2,88	0,00	2,58
	4	3,60	4,40	0,00	3,23	2,88	3,52	0,00	2,58
	5	4,40	4,50	0,00	3,23	3,52	3,60	0,00	2,58
	6	4,50	0,00	0,00	3,23	3,60	0,00	0,00	2,58
5	1	0,00	4,50	3,23	3,23	0,00	3,60	2,91	2,58
	2	4,50	4,40	3,23	3,23	3,60	3,52	2,91	2,58
	3	4,40	3,60	3,23	3,23	3,52	2,88	2,91	2,58
	4	3,60	4,40	3,23	3,23	2,88	3,52	2,91	2,58
	5	4,40	4,50	3,23	3,23	3,52	3,60	2,91	2,58
	6	4,50	0,00	3,23	3,23	3,60	0,00	2,91	2,58
4	1	0,00	4,50	3,23	3,23	0,00	3,60	2,58	2,58
	2	4,50	4,40	3,23	3,23	3,60	3,52	2,58	2,58
	3	4,40	3,60	3,23	3,23	3,52	2,88	2,58	2,58
	4	3,60	4,40	3,23	3,23	2,88	3,52	2,58	2,58
	5	4,40	4,50	3,23	3,23	3,52	3,60	2,58	2,58
	6	4,50	0,00	3,23	3,23	3,60	0,00	2,58	2,58
3	1	0,00	4,50	3,23	3,23	0,00	3,60	2,58	2,58
	2	4,50	4,40	3,23	3,23	3,60	3,52	2,58	2,58
	3	4,40	3,60	3,23	3,23	3,52	2,88	2,58	2,58
	4	3,60	4,40	3,23	3,23	2,88	3,52	2,58	2,58
	5	4,40	4,50	3,23	3,23	3,52	3,60	2,58	2,58
	6	4,50	0,00	3,23	3,23	3,60	0,00	2,58	2,58
2	1	0,00	4,50	3,23	3,23	0,00	3,60	2,58	2,58
	2	4,50	4,40	3,23	3,23	3,60	3,52	2,58	2,58
	3	4,40	3,60	3,23	3,23	3,52	2,88	2,58	2,58
	4	3,60	4,40	3,23	3,23	2,88	3,52	2,58	2,58
	5	4,40	4,50	3,23	3,23	3,52	3,60	2,58	2,58
	6	4,50	0,00	3,23	3,23	3,60	0,00	2,58	2,58
1	1	0,00	4,50	3,23	3,40	0,00	3,60	2,58	3,40
	2	4,50	4,40	3,23	3,40	3,60	3,52	2,58	3,40
	3	4,40	3,60	3,23	3,40	3,52	2,88	2,58	3,40
	4	3,60	4,40	3,23	3,40	2,88	3,52	2,58	3,40
	5	4,40	4,50	3,23	3,40	3,52	3,60	2,58	3,40
	6	4,50	0,00	3,23	3,40	3,60	0,00	2,58	3,40

moments d'inerties (poteaux & poutres) m4				Rigidité linéaires (poteaux & poutres) m4				
I_w	I_e	I_n	I_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00000	0,00035	0,00000	0,00048	0,000831
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00036	0,00000	0,00048	0,001058
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00043	0,00000	0,00048	0,001142
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00027	0,00036	0,00000	0,00048	0,001113
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00035	0,00000	0,00048	0,001055
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00000	0,00000	0,00048	0,000703
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00000	0,00035	0,00043	0,00048	0,001261
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00036	0,00043	0,00048	0,001488
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00043	0,00043	0,00048	0,001572
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00027	0,00036	0,00043	0,00048	0,001543
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00035	0,00043	0,00048	0,001485
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00000	0,00043	0,00048	0,001133
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00000	0,00035	0,00048	0,00048	0,001315
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00036	0,00048	0,00048	0,001542
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00043	0,00048	0,00048	0,001626
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00027	0,00036	0,00048	0,00048	0,001597
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00035	0,00048	0,00048	0,001539
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00000	0,00048	0,00048	0,001187
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00000	0,00035	0,00048	0,00048	0,001315
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00036	0,00048	0,00048	0,001542
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00043	0,00048	0,00048	0,001626
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00027	0,00036	0,00048	0,00048	0,001597
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00035	0,00048	0,00048	0,001539
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00000	0,00048	0,00048	0,001187
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00000	0,00035	0,00048	0,00048	0,001315
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00036	0,00048	0,00048	0,001542
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00043	0,00048	0,00048	0,001626
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00027	0,00036	0,00048	0,00048	0,001597
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00035	0,00048	0,00048	0,001539
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00000	0,00048	0,00048	0,001187
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00000	0,00035	0,00048	0,00037	0,001199
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00036	0,00048	0,00037	0,001426
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00043	0,00048	0,00037	0,001510
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00027	0,00036	0,00048	0,00037	0,001480
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00035	0,00048	0,00037	0,001423
0,000788	0,001251	0,001251	0,001251	0,00022	0,00000	0,00048	0,00037	0,001070

Tableau V.2 : Moments fictifs et moments réels au niveau des nœuds du portique longitudinal

a l'ELU								
Noeud	KN/ml		KN.ml					
	Pw	Pe	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms
1	0,00	39,74	0,00	60,59	0,00	35,27	0,00	-0,04
2	39,74	39,74	60,59	57,92	60,04	58,82	0,00	0,00
3	39,74	39,74	57,92	38,78	54,17	46,06	0,00	0,01
4	39,74	39,74	38,78	57,92	43,48	51,81	0,00	-0,01
5	39,74	39,74	57,92	60,59	58,49	59,71	0,00	0,00
6	39,74	0,00	60,59	0,00	41,73	0,00	0,00	0,04
1	0,00	37,12	0,00	56,60	0,00	41,01	19,30	-0,03
2	37,12	37,12	56,60	54,11	56,23	54,70	-0,72	0,00
3	37,12	37,12	54,11	36,22	51,56	41,16	-4,89	0,01
4	37,12	37,12	36,22	54,11	39,39	49,99	4,99	-0,01
5	37,12	37,12	54,11	56,60	54,49	56,02	0,72	0,00
6	37,12	0,00	56,60	0,00	45,67	0,00	-21,49	0,03
1	0,00	37,12	0,00	56,60	0,00	41,65	20,83	-0,03
2	37,12	37,12	56,60	54,11	56,24	54,68	-0,78	0,00
3	37,12	37,12	54,11	36,22	51,65	41,00	-5,32	0,01
4	37,12	37,12	36,22	54,11	39,29	50,13	5,42	-0,01
5	37,12	37,12	54,11	56,60	54,47	56,04	0,78	0,00
6	37,12	0,00	56,60	0,00	46,16	0,00	-23,08	0,03
1	0,00	37,12	0,00	56,60	0,00	41,65	20,83	-0,03
2	37,12	37,12	56,60	54,11	56,24	54,68	-0,78	0,00
3	37,12	37,12	54,11	36,22	51,65	41,00	-5,32	0,01
4	37,12	37,12	36,22	54,11	39,29	50,13	5,42	-0,01
5	37,12	37,12	54,11	56,60	54,47	56,04	0,78	0,00
6	37,12	0,00	56,60	0,00	46,16	0,00	-23,08	0,03
1	0,00	37,12	0,00	56,60	0,00	41,65	20,83	-0,03
2	37,12	37,12	56,60	54,11	56,24	54,68	-0,78	0,00
3	37,12	37,12	54,11	36,22	51,65	41,00	-5,32	0,01
4	37,12	37,12	36,22	54,11	39,29	50,13	5,42	-0,01
5	37,12	37,12	54,11	56,60	54,47	56,04	0,78	0,00
6	37,12	0,00	56,60	0,00	46,16	0,00	-23,08	0,03
1	0,00	37,12	0,00	56,60	0,00	40,20	22,84	-0,03
2	37,12	37,12	56,60	54,11	56,22	54,73	-0,84	0,00
3	37,12	37,12	54,11	36,22	51,46	41,37	-5,73	0,01
4	37,12	37,12	36,22	54,11	39,53	49,82	5,85	-0,01
5	37,12	37,12	54,11	56,60	54,50	55,99	0,85	0,00
6	37,12	0,00	56,60	0,00	45,03	0,00	-25,59	0,03

Tableau V.3 : Moments en Travée et Effort tranchant du portique longitudinal a l'ELU

Moments en Travée et Effort tranchant du portique longitudinal a l'ELU									
Niveau	Travée	L	P	Mw	Me	Mo	Mt	Tw	Te
6	(1-2)	4,50	39,74	60,04	35,27	100,59	52,94	-83,91	94,92
	(2-3)	4,40	39,74	54,17	58,82	96,17	39,68	-88,48	86,37
	(3-4)	3,60	39,74	43,48	46,06	64,38	19,61	-72,25	70,82
	(4-5)	4,40	39,74	58,49	51,81	96,17	41,02	-85,91	88,95
	(5-6)	4,50	39,74	41,73	59,71	100,59	49,87	-93,41	85,42
5	(1-2)	4,50	37,12	56,23	41,01	93,96	45,34	-80,14	86,90
	(2-3)	4,40	37,12	51,56	54,70	89,83	36,70	-82,38	80,95
	(3-4)	3,60	37,12	39,39	41,16	60,13	19,86	-67,31	66,32
	(4-5)	4,40	37,12	54,49	49,99	89,83	37,59	-80,64	82,69
	(5-6)	4,50	37,12	45,67	56,02	93,96	43,12	-85,82	81,22
4	(1-2)	4,50	37,12	56,24	41,65	93,96	45,02	-80,28	86,76
	(2-3)	4,40	37,12	51,65	54,68	89,83	36,67	-82,35	80,98
	(3-4)	3,60	37,12	39,29	41,00	60,13	19,99	-67,29	66,34
	(4-5)	4,40	37,12	54,47	50,13	89,83	37,53	-80,68	82,65
	(5-6)	4,50	37,12	46,16	56,04	93,96	42,86	-85,72	81,32
3	(1-2)	4,50	37,12	56,24	41,65	93,96	45,02	-80,28	86,76
	(2-3)	4,40	37,12	51,65	54,68	89,83	36,67	-82,35	80,98
	(3-4)	3,60	37,12	39,29	41,00	60,13	19,99	-67,29	66,34
	(4-5)	4,40	37,12	54,47	50,13	89,83	37,53	-80,68	82,65
	(5-6)	4,50	37,12	46,16	56,04	93,96	42,86	-85,72	81,32
2	(1-2)	4,50	37,12	56,24	41,65	93,96	45,02	-80,28	86,76
	(2-3)	4,40	37,12	51,65	54,68	89,83	36,67	-82,35	80,98
	(3-4)	3,60	37,12	39,29	41,00	60,13	19,99	-67,29	66,34
	(4-5)	4,40	37,12	54,47	50,13	89,83	37,53	-80,68	82,65
	(5-6)	4,50	37,12	46,16	56,04	93,96	42,86	-85,72	81,32
1	(1-2)	4,50	37,12	56,22	40,20	93,96	45,75	-79,96	87,08
	(2-3)	4,40	37,12	51,46	54,73	89,83	36,74	-82,41	80,92
	(3-4)	3,60	37,12	39,53	41,37	60,13	19,68	-67,33	66,30
	(4-5)	4,40	37,12	54,50	49,82	89,83	37,67	-80,60	82,73
	(5-6)	4,50	37,12	45,03	55,99	93,96	43,45	-85,96	81,08

Tableau V.4 : Efforts Normaux dans le portique longitudinal

Niveau	fin du poteau	Poids du poteau	Efforts Normaux sous G			
			Tw (kN)	Te(kN)	N(kN)	Nc(kN)
6	1	0,000		94,92	94,92	94,92
	2	0,000	-83,91	86,37	170,28	170,28
	3	0,000	-88,48	70,82	159,30	159,30
	4	0,000	-72,25	88,95	161,20	161,20
	5	0,000	-85,91	85,42	171,33	171,33
	6	0,000	-93,41		93,41	93,41
5	1	9,891		86,90	96,79	191,71
	2	9,891	-80,14	80,95	170,98	341,26
	3	9,891	-82,38	66,32	158,59	317,89
	4	9,891	-67,31	82,69	159,89	321,09
	5	9,891	-80,64	81,22	171,75	343,08
	6	9,891	-85,82		95,71	189,12
4	1	9,891		86,76	96,65	288,36
	2	9,891	-80,28	80,98	171,15	512,41
	3	9,891	-82,35	66,34	158,58	476,47
	4	9,891	-67,29	82,65	159,83	480,92
	5	9,891	-80,68	81,32	171,89	514,97
	6	9,891	-85,72		95,61	284,73
3	1	9,891		86,76	96,65	385,01
	2	9,891	-80,28	80,98	171,15	683,56
	3	9,891	-82,35	66,34	158,58	635,05
	4	9,891	-67,29	82,65	159,83	640,75
	5	9,891	-80,68	81,32	171,89	686,86
	6	9,891	-85,72		95,61	380,34
2	1	9,891		86,76	96,65	481,66
	2	9,891	-80,28	80,98	171,15	854,71
	3	9,891	-82,35	66,34	158,58	793,63
	4	9,891	-67,29	82,65	159,83	800,58
	5	9,891	-80,68	81,32	171,89	858,75
	6	9,891	-85,72		95,61	475,95
1	1	10,413		87,08	97,49	579,16
	2	10,413	-79,96	80,92	171,29	1026,01
	3	10,413	-82,41	66,30	159,12	952,76
	4	10,413	-67,33	82,71	160,45	961,04
	5	10,413	-80,60	81,08	172,09	1030,85
	6	10,413	-85,96		96,37	572,33

Schéma du portique a calculé par la méthode de Caquot

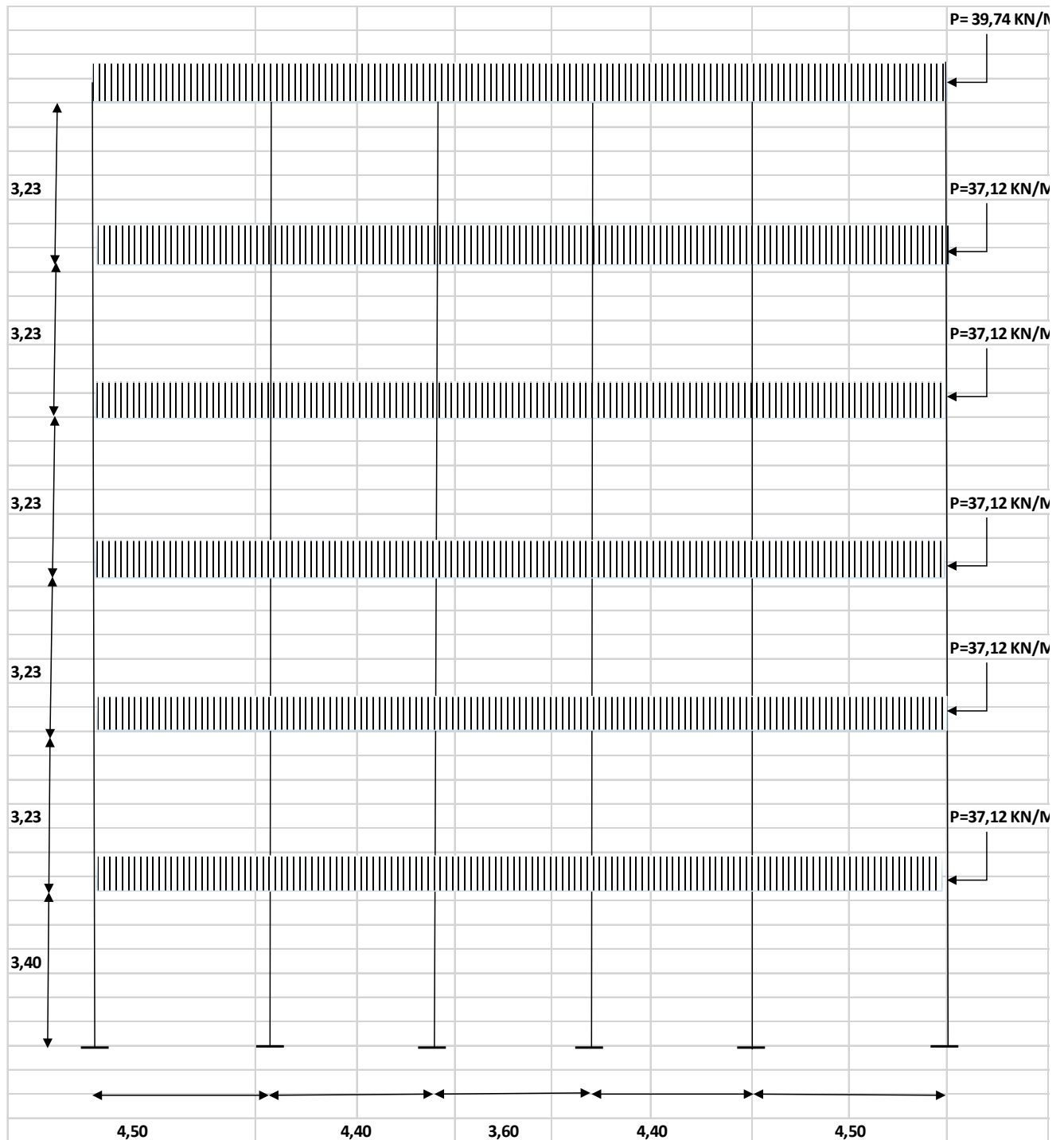


Figure V.5 : Schéma du portique a calculé par la méthode de Caquot

Diagramme des moments dans les poutres calculées par la méthode de Caquot

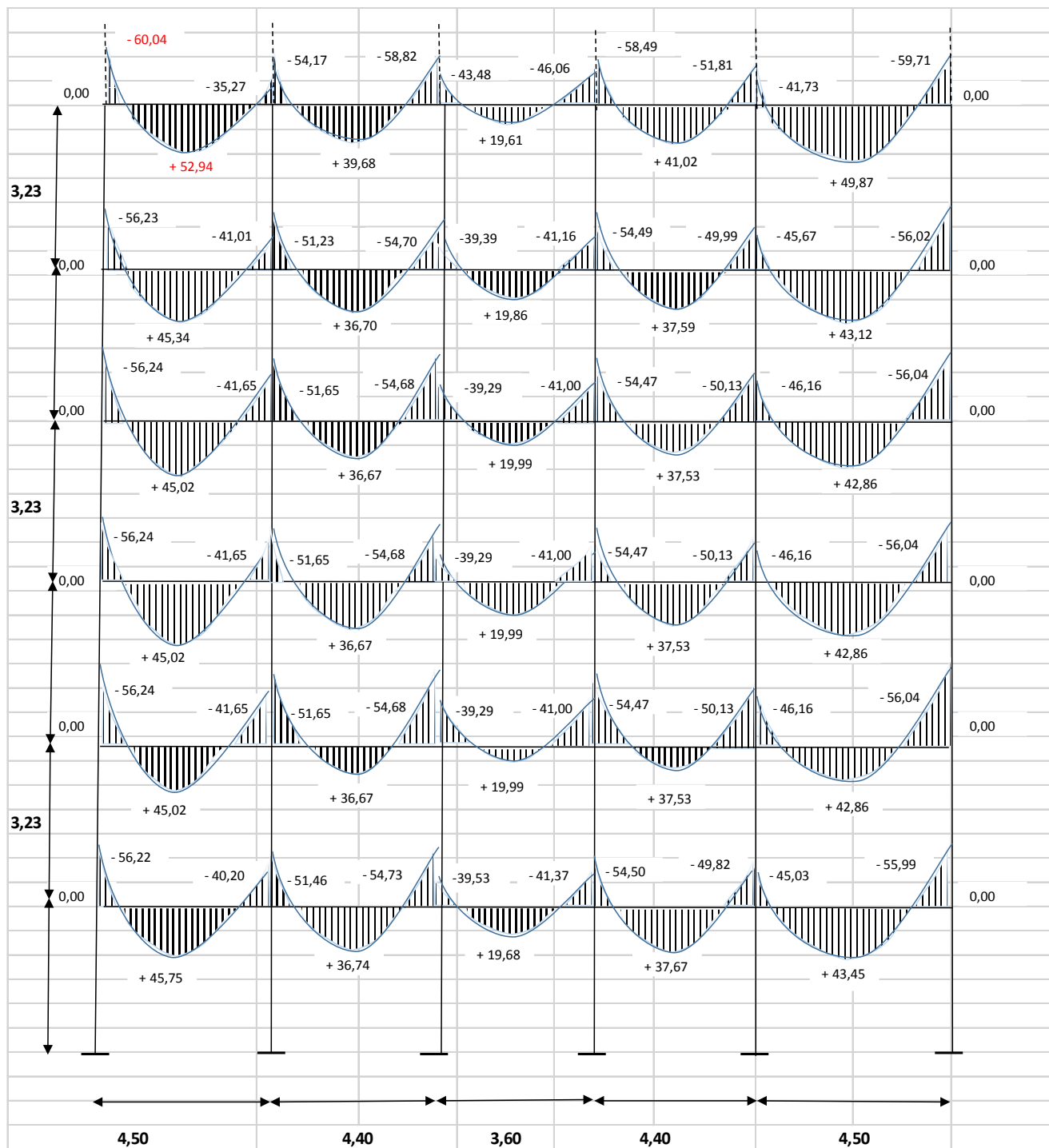


Figure V.6 : Diagramme des moments dans les poutres calculées par la méthode de Caquot

Diagramme des moments dans les poteaux calculés par la méthode de Caquot

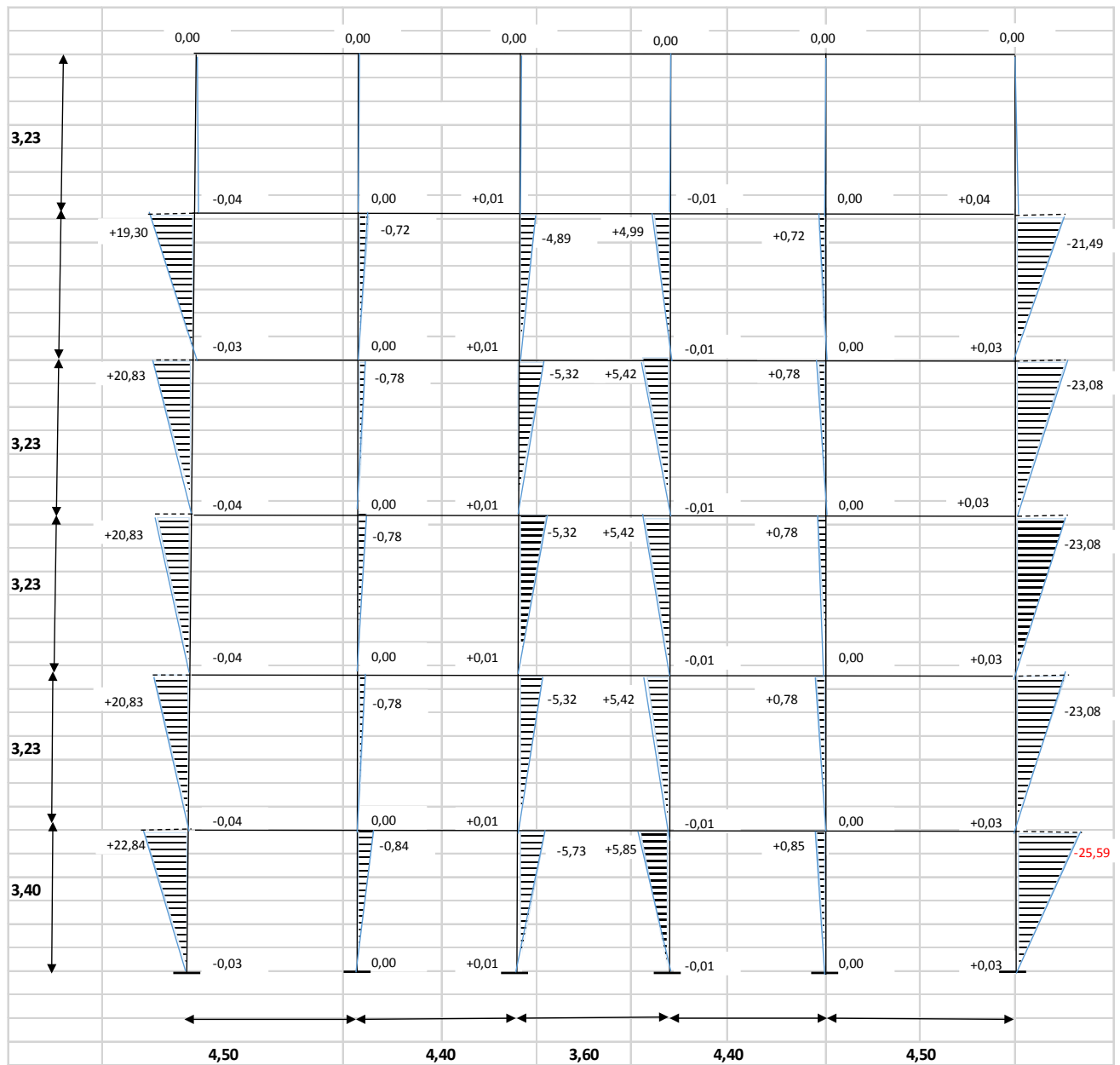


Figure V.7 : Diagramme des moments dans les poteaux calculés par la méthode de Caquot

Diagramme des efforts tranchants dans les poutres calculées par la méthode de Caquot

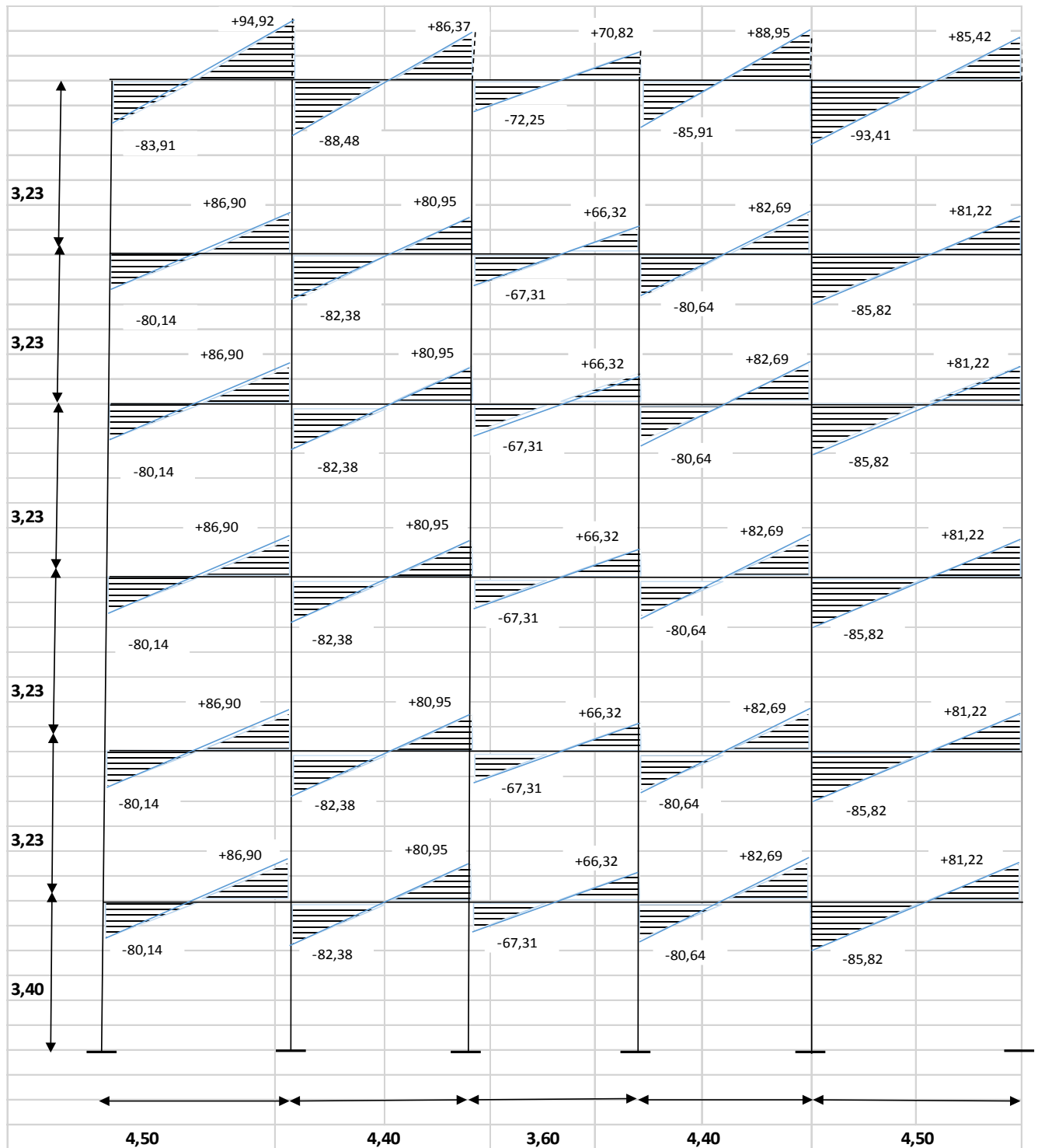


Figure V.8 : Diagramme des efforts tranchants dans les poutres calculées par la méthode de Caquot

V.2. CALCUL DES PORTIQUES

PAR

LA METHODE DES TROIS MOMENTS

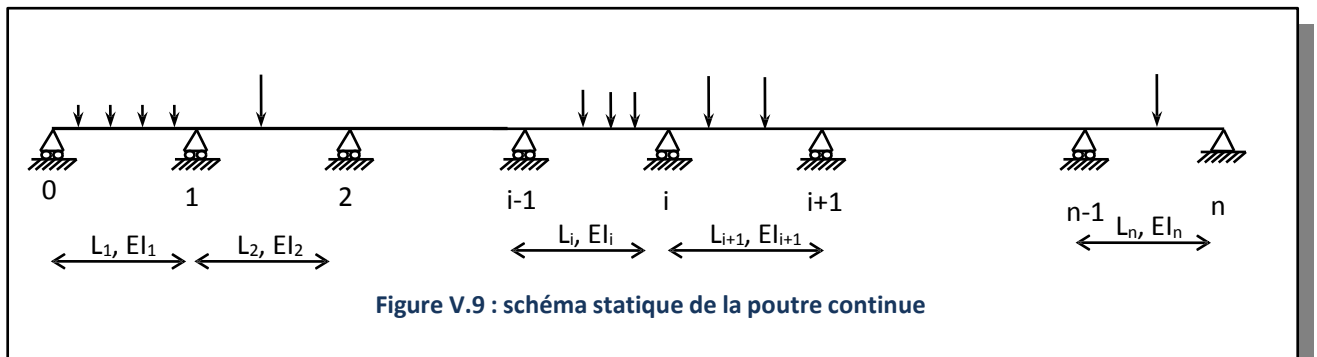
V.2.1 Introduction

La méthode des trois moments est une méthode bien adaptée pour la résolution des poutres continues, établie à partir de la méthode des forces. Elle consiste à découper une poutre continue en travées indépendantes, et faire introduire des moments sur appuis (M_i) comme des inconnus hyperstatiques.

La rotation de chaque appui intermédiaire de la poutre continue est nulle, c'est la condition de compatibilité des déformations.

V.2.2 DEFINITIONS

Une poutre est dite continue si elle repose sur plus de deux appuis. Les appuis intermédiaires sont obligatoirement des appuis simples alors que Les appuis aux extrémités, dits aussi appuis de rive, peuvent être des encastremets.



- On commence par la numérotation des appuis de zéro (0) à (n) ;
- Une travée (i) est délimitée par les deux appuis (i-1) et (i), de portée L_i et de rigidité EI_i ;

On aura donc :

- $n+1$ appuis (0, 1,n) ;
- n travées : (1, 2,n) ;
- Portée de la travée(i) : L_i ;
- Rigidité flexionnelle de la travée(i): EI_i .
- Chaque travée (i) est repérée par un repère orthonormé local tel que :
 - Origine : l'appui (i+1) ;
 - L'axe des (x) est confondu avec la fibre moyenne de la poutre ;
 - L'axe des y fait un angle (+ $\Pi/2$) avec l'axe des x ;
 - L'axe des z est défini pour compléter le système orthonormé xyz.

V.2.3 DEGRE D’HYPERSTATICITE D’UNE POUTRE CONTINUE

Les équations : nombre d’équations de la statique est égal à 2 car les forces sont perpendiculaires à l’axe des x.

Les inconnus : (réactions ou moments aux appuis)

n+1 inconnues si les appuis de rive sont des appuis simples ;

n+2 inconnues si un appui de rive est un encastrement ;

n+3 inconnues si les deux appuis de rive sont des encastresments.

D’où

le degré d’hyperstaticité K :

K= n-1 : si les appuis de rive sont des appuis simples ;

K= n : si un appui de rive est un encastrement ;

K= n+1 si les deux appuis de rive sont des encastresments.

V.2.4 THEOREME DES TROIS MOMENTS OU DE CLAPEYRON

V.2.1.4.1 Énoncé

On considère deux travées consécutives (i) et (i+1) d’une poutre hyperstatique à n travées, d’inerties flexionnelles respectives EI_i et EI_{i+1} , de longueurs respectives L_i et L_{i+1} et soumises respectivement à des charges X_{0i} et $X_{0(i+1)}$ (voir figure 11). De plus, on suppose que les appuis (i-1), (i) et (i+1) subissent des déplacements respectifs v_{i-1} , v_i et v_{i+1} vers le bas,

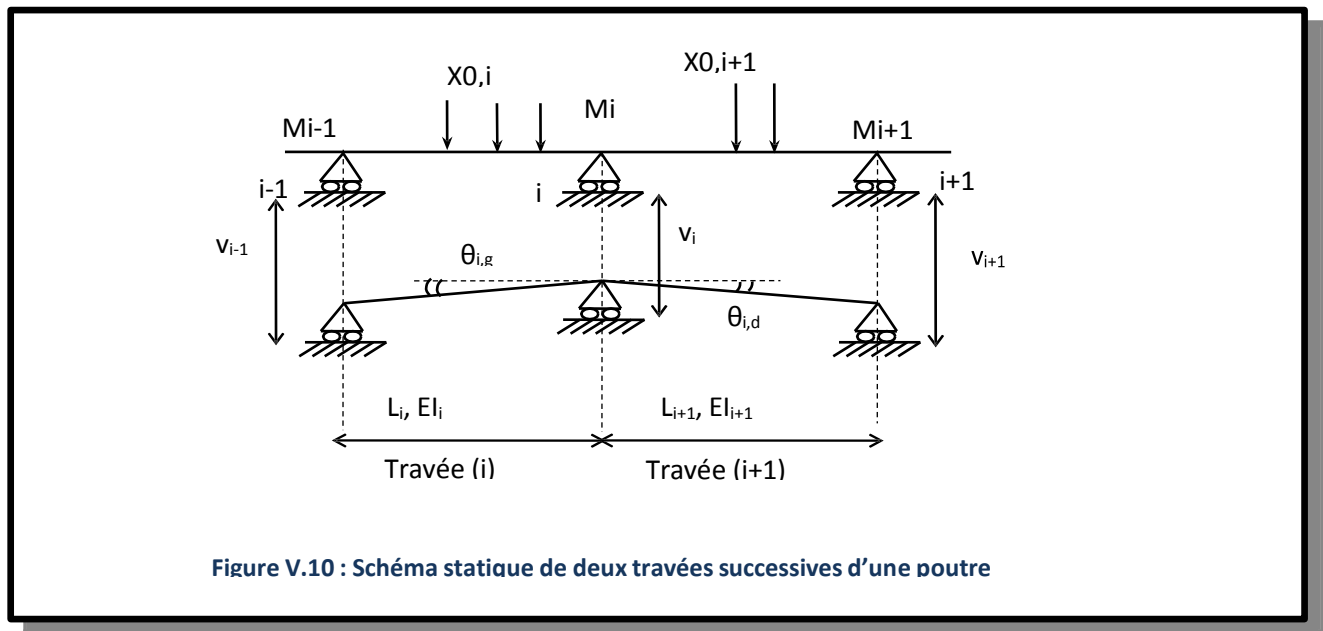


Figure V.10 : Schéma statique de deux travées successives d’une poutre

Où,

Θ_i^d la rotation à droite de l’appui i pour la travée (i) considérée indépendante ; Θ_i^g la rotation à gauche de l’appui i pour la travée (i-1) considérée indépendante. Les formules de Navier-Bresse pour deux travées consécutives s’écrivent :

$$\Theta_i = \Theta_{i-1} + \int_{0i}^L M_i(x).dx/EI_i \tag{1}$$

$$v_i = v_{i-1} + \Theta_{i-1} \cdot L_i + \int_{0i}^L M_i(x)(L_i-x).dx/EI_i \tag{2}$$

$$v_{i+1} = v_i + \Theta_i \cdot L_{i+1} + \int_{0i+1}^L M_{i+1}(x)(L_{i+1}-x).dx/EI_{i+1} \tag{3}$$

En effectuant (3)/ L_{i+1} - (2)/ L_i , on obtient :

Cas général

$$b_i M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = \theta_i^d - \theta_i^g - \Omega_i + \Omega_{i+1}$$

avec :

$$a_i = \int_0^{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right)^2 \frac{dx}{EI_i}$$

$$b_i = \int_0^{L_i} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) \left(\frac{x}{L_i}\right) \frac{dx}{EI_i}$$

$$c_i = \int_0^{L_i} \left(\frac{x}{L_i}\right)^2 \frac{dx}{EI_i}$$

$$\Omega_i = \frac{v_i - v_{i-1}}{L_i}; \Omega_{i+1} = \frac{v_{i+1} - v_i}{L_{i+1}} : \text{rotations rigides des appuis (i) et (i+1)}$$

Cas où l'inertie de la poutre est constante sur chaque travée (i) et sans dénivellation des appuis

$$a_i = \frac{L_i}{3EI}, b_i = \frac{L_i}{6EI}, c_i = \frac{L_i}{3EI} \quad \text{d'où :}$$

$$\frac{L_i}{EI_i} M_{i-1} + 2\left(\frac{L_i}{EI_i} + \frac{L_{i+1}}{EI_{i+1}}\right) M_i + \frac{L_{i+1}}{EI_{i+1}} M_{i+1} = 6(\theta_i^d - \theta_i^g)$$

V.2.5 EXPRESSIONS DU MOMENT FLECHISSANT ET DE L'EFFORT TRANCHANT

Pour la travée (i) située entre les appuis (i-1) et (i), on peut écrire les relations suivantes:

Moment fléchissant :

$$M_i(x) = m_i(x) + M_{i-1}(1-x/L_i) + M_i \cdot x/L_i$$

Où

$m_i(x)$: expression du moment fléchissant dû aux chargements extérieurs X_{0i} de la travée (i-1) supposée indépendante

Effort tranchant :

$$V_i(x) = v_i(x) + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

Où

$v_i(x)$: expression de l'effort tranchant dû aux chargements extérieurs X_{0i} de la travée (i) supposée indépendante ; M_i : moment sur appui (i)

V.2. 6 LES ETAPES DE LA METHODE DES TROIS MOMENTS

- 1- Déterminer le degré d'hyperstaticité de la poutre k ;
- 2- Découper la poutre à (n) travées indépendantes (i) chacune de portée L_i et de rigidité flexionnelle EI_i ;

NB : si l'un des appuis de rive est un encastrement, on le remplace par une travée fictive de rigidité flexionnelle infinie $EI = \infty$. (Voir figure V.11)

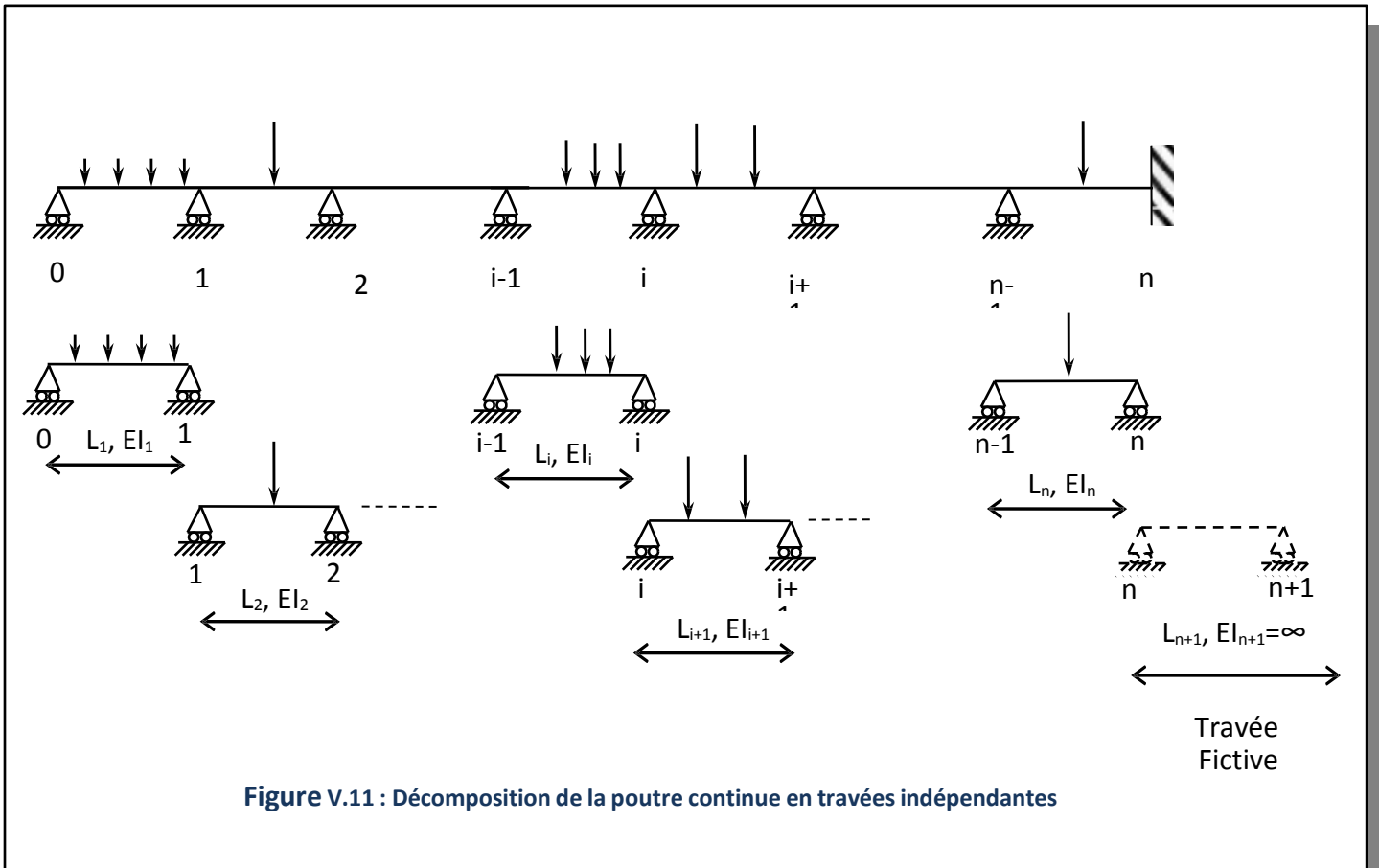


Figure V.11 : Décomposition de la poutre continue en travées indépendantes

- 3- Pour chaque poutre isostatique de travée (i), déterminer :
 - Les expressions efforts internes : l'effort tranchant $v_i(x)$ et moment fléchissant $m_i(x)$;
 - Les rotations des appuis : θ_{i-1}^d et θ_i^g
- 4- Écrire les k équations de 3 moments pour chaque deux travées consécutives (i) et (i+1):

$$(L_i/EI_i).M_{i-1} + 2(L_i/EI_i + L_{i+1}/EI_{i+1}).M_i + (L_{i+1}/EI_{i+1}).M_{i+1} = 6(\theta_{i-1}^d - \theta_i^g)$$

- 5- Résoudre ces équations pour déterminer les moments M_i sur appuis.
- 6- Calculer les réactions et les efforts internes par les formules suivantes :
 - L'effort tranchant :

$$V_i(x) = v_i(x) + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

- Le moment fléchissant :

$$M_i(x) = m_i(x) + M_{i-1}(1-x/L_i) + M_i.x/L_i$$

Tableau V.5 : Moments en Travée et Effort tranchant du portique longitudinal a l'ELU

Moments en Travée et Effort tranchant du portique longitudinal a l'ELU									
Niveau	Travée	L	P	M _w	M _e	M _o	M _t	T _w	T _e
6	(1-2)	4,50	39,74	0,00	-86,70	100,59	57,24	-70,15	108,68
	(2-3)	4,40	39,74	-86,70	-47,37	96,17	29,14	-96,37	78,49
	(3-4)	3,60	39,74	-47,37	-47,37	64,38	17,01	-71,53	71,53
	(4-5)	4,40	39,74	-47,37	-86,70	96,17	29,14	-78,49	96,37
	(5-6)	4,50	39,74	-86,70	0,00	100,59	57,24	-108,68	70,15
5	(1-2)	4,50	37,12	0,00	-80,98	93,96	53,47	-65,52	101,52
	(2-3)	4,40	37,12	-80,98	-44,24	89,83	27,22	-90,01	73,31
	(3-4)	3,60	37,12	-44,24	-44,24	60,13	15,89	-66,82	66,82
	(4-5)	4,40	37,12	-44,24	-80,98	89,83	27,22	-73,31	90,01
	(5-6)	4,50	37,12	-80,98	0,00	93,96	53,47	-101,52	65,52
4	(1-2)	4,50	37,12	0,00	-80,98	93,96	53,47	-65,52	101,52
	(2-3)	4,40	37,12	-80,98	-44,24	89,83	27,22	-90,01	73,31
	(3-4)	3,60	37,12	-44,24	-44,24	60,13	15,89	-66,82	66,82
	(4-5)	4,40	37,12	-44,24	-80,98	89,83	27,22	-73,31	90,01
	(5-6)	4,50	37,12	-80,98	0,00	93,96	53,47	-101,52	65,52
3	(1-2)	4,50	37,12	0,00	-80,98	93,96	53,47	-65,52	101,52
	(2-3)	4,40	37,12	-80,98	-44,24	89,83	27,22	-90,01	73,31
	(3-4)	3,60	37,12	-44,24	-44,24	60,13	15,89	-66,82	66,82
	(4-5)	4,40	37,12	-44,24	-80,98	89,83	27,22	-73,31	90,01
	(5-6)	4,50	37,12	-80,98	0,00	93,96	53,47	-101,52	65,52
2	(1-2)	4,50	37,12	0,00	-80,98	93,96	53,47	-65,52	101,52
	(2-3)	4,40	37,12	-80,98	-44,24	89,83	27,22	-90,01	73,31
	(3-4)	3,60	37,12	-44,24	-44,24	60,13	15,89	-66,82	66,82
	(4-5)	4,40	37,12	-44,24	-80,98	89,83	27,22	-73,31	90,01
	(5-6)	4,50	37,12	-80,98	0,00	93,96	53,47	-101,52	65,52
1	(1-2)	4,50	37,12	0,00	-80,98	93,96	53,47	-65,52	101,52
	(2-3)	4,40	37,12	-80,98	-44,24	89,83	27,22	-90,01	73,31
	(3-4)	3,60	37,12	-44,24	-44,24	60,13	15,89	-66,82	66,82
	(4-5)	4,40	37,12	-44,24	-80,98	89,83	27,22	-73,31	90,01
	(5-6)	4,50	37,12	-80,98	0,00	93,96	53,47	-101,52	65,52

Diagramme des moments dans les poutres, calculés par la méthode des trois moments A L'ELU

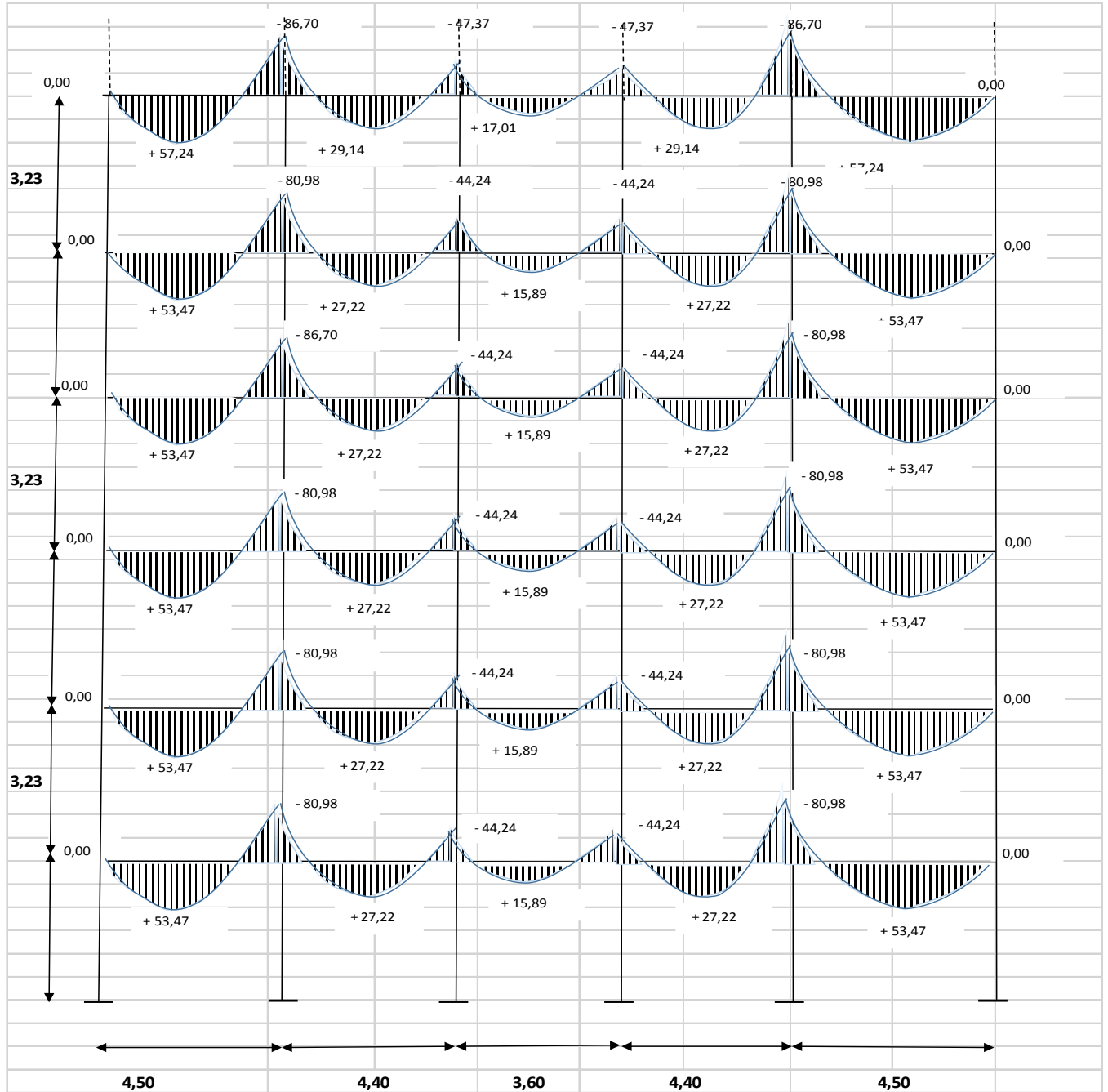


Figure V.12 Diagramme des moments dans les poutres, calculés par la méthode des trois moments A L'ELU

Diagramme des efforts tranchants dans les poutres, calculés par la méthode des trois moments A L'ELU

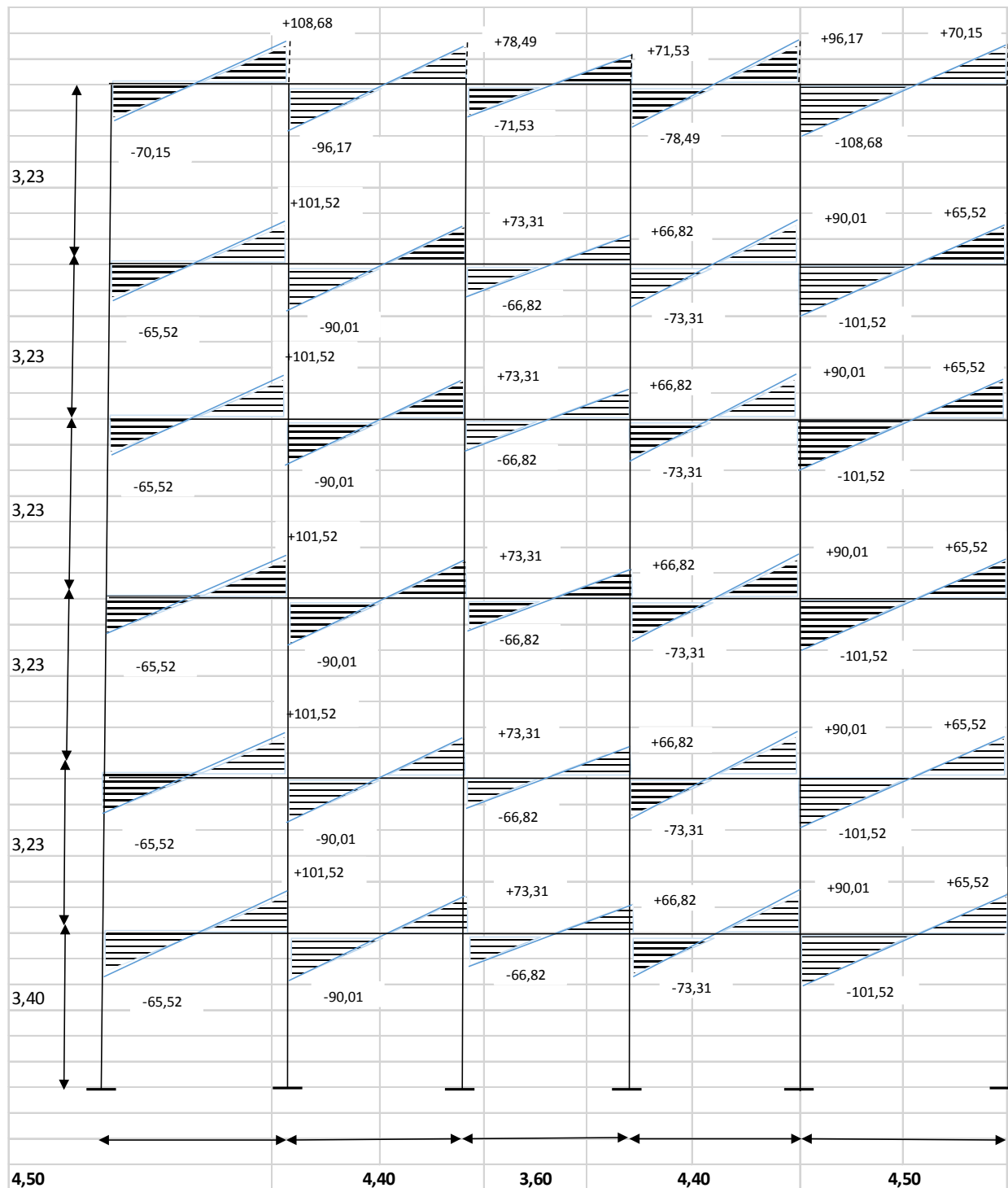


Figure V.13 Diagramme des efforts tranchants dans les poutres, calculés par la méthode des trois moments A L'ELU

V.3. COPARAIISON ENTRE LES DEUX METHODES

Au vue de l'étude du portique longitudinal par les deux méthodes de calcul citées auparavant nous constatons que les résultats donnés sont rapprochés, que ce soit pour les moments en travées ou en appuis, ou aussi pour les efforts tranchants appliquées sur les poutres, et de même pour les efforts normaux au niveaux des poteaux.

Tableau V.6 comparatif des MNT max par les deux méthodes

	Moment fléchissant sur appui	Moment fléchissant sur travée	Effort tranchant	Effort normal
Méthode des trois moment	86,70	57,24	108,68	952,05
Méthode de Caquot	60,04	52,94	94,92	1030,85

Néanmoins au cours de l'étude par les deux méthodes nous avons remarqué ce qui suis :

- La méthode des trois moments aboutis à résoudre un système de $(n-1)$ équations a $(n-1)$ inconnus qui sont les moments sur les appuis tandis que la méthode de Caquot part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées adjacentes à l'appui considéré.
- La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux planchers des grandes constructions industrielles >> tels qu'ils sont définis précédemment. Elle s'applique également aux planchers a charge d'exploitation modérée, et que c'est une méthode de continuité simplifiée car le moment fléchissant sur un appui ne dépend que des charges sur les travées qui lui sont adjacentes, ce qui nous donne deux valeurs de moments souvent différentes dans l'appui considéré, une de gauche et une autre de droite, ce qui n'est pas le cas dans la méthode des trois moments qui nous donne une seul valeur pour un appui tout en considérant le moment nul dans le premier et le dernier appui.
- Le fait que la méthode des trois moments consiste à découper une poutre continue en travées indépendantes, et faire introduire des moments sur appuis comme des inconnus

hyperstatiques, la rend bien adaptée pour la résolution des poutres continues. Reste à souligner qu'elle étudie des moments si on peut dire ponctuelle, c-à-dire appliquées sur un point de l'appui et non sur la section complète « l'angle très-petit que forme en ce point avec l'horizon la tangente à l'axe neutre déformé, sont exprimables par des fonctions linéaires du moment fléchissant sur l'appui précédent et de l'angle de la tangente à l'axe neutre avec l'horizon sur ce même appui précédent. »

Du point de vue mathématique, la méthode des trois moments est la plus précise dans le calcul. Or il est rare que dans la pratique, il y ait discontinuité dans la distribution des surcharges. Certains constructeurs se contentent de faire les hypothèses suivantes. Ils supposent d'abord une surcharge continue appliquée à toute l'étendue de la poutre, et cette supposition leur fait connaître les plus grandes valeurs admissibles pour les moments fléchissant sur les appuis, puis ils chargent successivement chaque travée à l'exclusion de toutes les autres, et ils prennent le résultat pour le maximum correspondant au moment fléchissant dans la travée. Pour les calculs de ces moments, on peut employer des formules approximatives au lieu des formules exactes.

Ainsi cette étude comparative entre les deux méthodes citées nous a donné une idée claire sur le calcul précis et répétitif sur les différents logiciels affins d'aboutir à choisir le ferrailage adéquat pour les portiques de façons à sécuriser les constructions.

Diagramme des moments dans les poutres A L'ELU

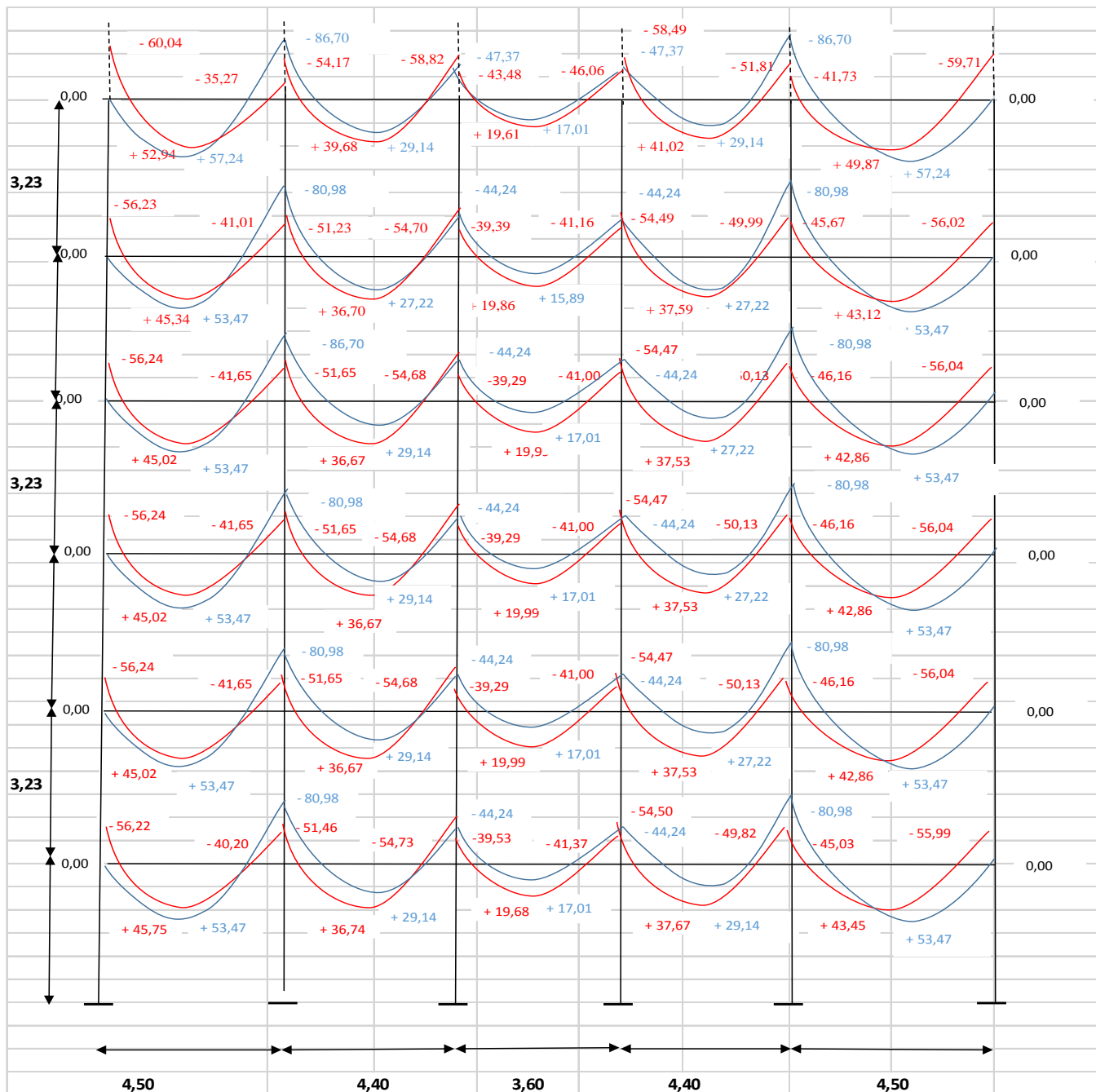


Figure V.14 Diagramme des moments dans les poutres

- En rouge moments calculés par la méthode de Caquot
- En bleu moments calculés par la méthode des trois moments

Diagramme des efforts tranchants dans les poutres A L'ELU

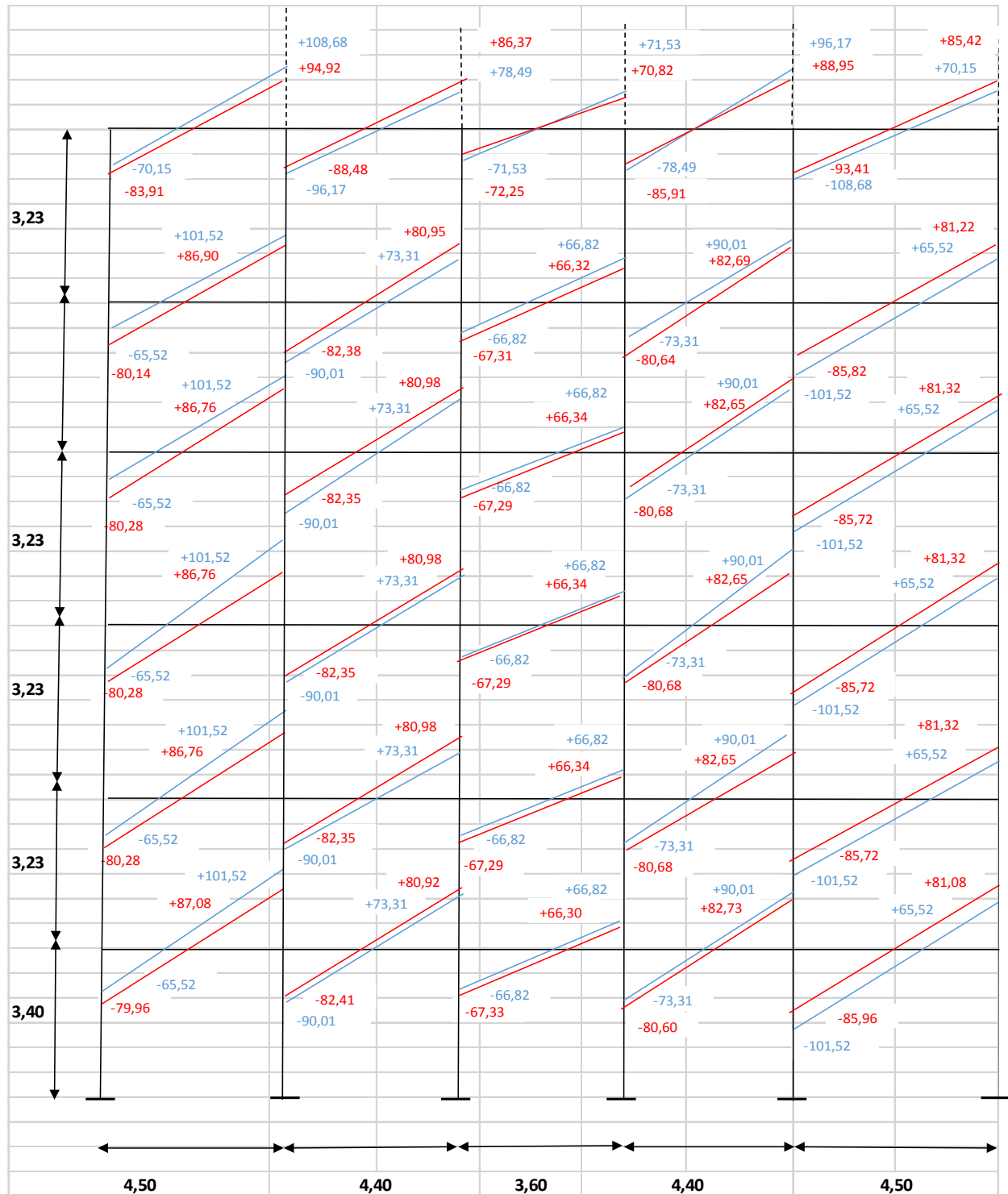


Figure V.15 Diagramme des efforts tranchants dans les poutres

- En rouge efforts tranchants calculés par la méthode de Caquot
- En bleu efforts tranchants par la méthode des trois moments

Tableau V.7 : Tableau comparatif des Efforts Normaux dans le portique longitudinal

		Efforts Normaux a l'ELU		
Niveau	fin du poteau	Nc(kN) par 03 moments	Nc(kN) par caquot	Nc(kN) difference
6	1	108,86	94,92	13,94
	2	148,64	170,28	-21,64
	3	167,90	159,30	8,60
	4	167,90	161,20	6,70
	5	148,64	171,33	-22,69
	6	108,86	93,41	15,45
5	1	210,38	191,71	18,67
	2	287,47	341,26	-53,79
	3	324,73	317,89	6,84
	4	324,73	321,09	3,64
	5	287,47	343,08	-55,61
	6	210,38	189,12	21,26
4	1	311,90	288,36	23,54
	2	426,30	512,41	-86,11
	3	481,56	476,47	5,09
	4	481,56	480,92	0,64
	5	426,30	514,97	-88,67
	6	311,90	284,73	27,17
3	1	413,42	385,01	28,41
	2	565,13	683,56	-118,43
	3	638,39	635,05	3,34
	4	638,39	640,75	-2,36
	5	565,13	686,86	-121,73
	6	413,42	380,34	33,08
2	1	514,94	481,66	33,28
	2	703,96	854,71	-150,75
	3	795,22	793,63	1,59
	4	795,22	800,58	-5,36
	5	703,96	858,75	-154,79
	6	514,94	475,95	38,99
1	1	616,46	579,16	37,30
	2	842,79	1 026,01	-183,22
	3	952,05	952,76	-0,71
	4	952,05	961,04	-8,99
	5	842,79	1 030,85	-188,06
	6	616,46	572,33	44,13

V.4. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.4.1.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 genres de sollicitations

V.4.2. 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) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $0.8G-E$
- 4) $0,8G+E$
- 5) $G+Q+1,2E$ (art 5.2 RPA99/2003;P49)

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

Effort normal maximal et le moment correspondant N_{\max}	→	$M_{\text{correspondant}}$
Effort normal minimal et le moment correspondant N_{\min}	→	$M_{\text{correspondant}}$
Moment maximum et l'effort normal correspondant M_{\max}	→	$N_{\text{correspondant}}$

Les recommandations du RPA 99/2003 (art 7.4.2.1 RPA99/2003;P61)

V.4.2.1. 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 et 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' .
- $l' = 2h$

$$h' = \max (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

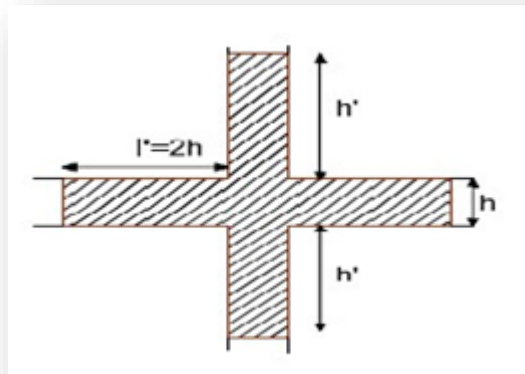


Figure V.16. Zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA 99 sont rapportées dans le tableau V.1

Tableau V.8. 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	35×35	9,8	49	73,5

V.4.2.2. 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.9. Sollicitation dans les poteaux

Niveau	N _{max} → M _{cor}		N _{min} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		V
	N	M	N	M	M	N	
RDC	1313,25	26,98	216,14	16,70	71,97	975,81	57,87

V.4.2.3. 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 :

$b = 35 \text{ cm}; h = 35 \text{ cm}; d = 33 \text{ cm}.$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 1313,25 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 26,98 \text{ KN.m}$
- $M_{\max} = 71,97 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{cor}} = 975,81 \text{ KN}$
- $N_{\min} = 216,14 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 16,70 \text{ KN.m}$

a) Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$N = 1313,25 \text{ KN}$

$M = 26,98 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{26,98}{1313,25} = 0,0205 \text{ m} \quad (\text{art 12.I.3 BAEL91/99;P167})$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175 \text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) \leq (b)

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA} \quad (\text{art 12.III.2 BAEL91/99;P175})$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 26,98 + 1313,25 \times (0,33 - 0,35/2) = 230,53 \text{ KN.m.}$$

$$[1313,25 \times (0,33 - 0,02) - 230,53] = 176,57 \text{ KN.m} \dots\dots (a)$$

$$(0,337 \times 0,35 - 0,81 \times 0,02) \times 0,35 \times 0,35 \times 14,2 \times 10^3 = 176,99 \text{ KN.m} \dots (b)$$

$\Rightarrow (a) \leq (b) \dots\dots \text{C. vérifiée}$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{230,53 \times 10^6}{350 \times 330^2 \times 14,2} = 0,426$$

$$\mu_{bu} = 0,426 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,426}) = 0,769$$

$$Z = 0,33 \times (1 - 0,4 \times 0,769) = 0,228 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{230,53 \times 10^6}{228 \times 348} = 28,98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 2898,76 - \frac{1313,25 \times 10^3}{348} = -8,75 \text{ cm}^2 .$$

b) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 71,97 \text{ KN.m, } N = 975,81 \text{ KN}$$

$$\rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{71,97}{975,81} = 0,074 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) \leq (b)

$$(a) = Nu \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 71,97 + 975,81 \times (0,33 - 0,35/2) = 223,22 \text{ KN.m.}$$

$$[975,81 \times (0,33 - 0,02) - 223,22] = 79,28 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (a)$$

$$(0,337 \times 0,35 - 0,81 \times 0,02) \times 0,35 \times 0,35 \times 14,2 \times 10^3 = 176,99 \dots \dots \dots (b)$$

$$\Rightarrow (a) \leq (b) \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{223,22 \times 10^6}{350 \times 330^2 \times 14,2} = 0,430$$

$$\mu_{bu} = 0,430 > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,430}) = 0,782$$

$$Z = 0,33 \times (1 - 0,4 \times 0,782) = 0,227 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{223,22 \times 10^6}{227 \times 348} = 28,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 2825,71 - \frac{975,81 \times 10^3}{348} = -0,22 \text{ cm}^2 .$$

c) Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$N = 216,14 \text{ KN} ; M = 16,70 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow e_G = \frac{M}{N} = \frac{16,70}{216,14} = 0,077 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante : (a) \leq (b)

$$(a) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$(b) = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 16,70 + 216,14 \times (0,33 - 0,35/2) = 50,20 \text{ KN.m.}$$

$$[474,01 \times (0,43 - 0,02) - 156,34] = 38,00 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (a)$$

$$(0,337 \times 0,35 - 0,81 \times 0,02) \times 0,35 \times 0,35 \times 14,2 \times 10^3 = 176,99 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (b)$$

\Rightarrow (a) \leq (b) Vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{50,20 \times 10^6}{350 \times 330^2 \times 14,2} = 0,093$$

$$\mu_{bu} = 0,093 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,093}) = 0,122$$

$$Z = 0,33 \times (1 - 0,4 \times 0,122) = 0,314 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = \frac{50,20 \times 10^6}{314 \times 348} = 4,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 459,40 - \frac{216,14 \times 10^3}{348} = -1,62 \text{ cm}^2 .$$

Tableau V.10. 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 Au 5 ^{ème} étages	35×35	8,75	0,22	1,62	8,75	14,2	4HA14+4HA16 = 14,2

V.4.2.4. 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.

ϕ₁ : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2,5 \quad \text{si } \lambda_E \geq 5 ;$$

$$\rho = 3,75 \quad \text{si } \lambda_E < 5$$

λ_E: Élancement géométrique.

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.3\% \quad \text{si } \lambda_E \geq 5 ;$$

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.8\% \quad \text{si } \lambda_E < 3 .$$

si $3 < \lambda_E < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\text{Avec : } \lambda_E = \frac{l_f}{b} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{a} .$$

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) $\Rightarrow L_0 = L_{RDC} = 3,40\text{m}$

Tableau V.11.Ferraillages transversale des poteaux

Niveau		RDC	du 1 ^{er} et 5 ^{ème} étages
Section		35×35	35×35
$\varnothing_1^{\text{min}}$ (cm)		1,2	1,2
l_f (cm)		238	226,1
λ_E		6,8	6,46
V_u (KN)		57,87	53,98
t (cm)	Zone nodale=	10	10
	Zone courante	15	15
ρ		2,5	2,5
A^t (cm ²)	Zone nodale	0,68	0,97
	Zone courante	1,03	1,46
A^{adop} (cm ²)	Zone nodale	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01
	Zone courante	4HA8 = 2,01	4HA8 = 2,01

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.

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \times \varnothing_1^{\text{max}} \Rightarrow 8\text{cm} \geq \frac{16}{3}\text{cm} \Rightarrow 8 \geq 5,33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

V.4.2.5. 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.

$$N_u = \alpha \times \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s} \right\} \quad (\text{art 8.II.1 BAEL ; P111})$$

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Exemple de calcul (RDC) :

Remarque :

Dans le cas (RDC) $\Rightarrow L_0 = L_{RDC} = 3,40\text{m}$

$l_f = 0.7 \times l_0 \rightarrow l_f = 2,38 \text{ m}$ (Longueur de flambement).

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0,101 \text{ m}$ (Rayon de giration).

$\lambda = \frac{l_f}{i} \rightarrow \lambda = \frac{2,38}{0,101} = 23,56 \quad \alpha = 0,78$

$B_r = 1089 \text{ cm}^2$ (Section réduite).

Donc :

$N_u = 0,78 \times \left\{ \frac{10,89 \times 10^4 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 14,2 \times 10^2 \times \frac{400}{1.15} \right\} = 1958,25 \text{ KN.}$

On a $N_{max} = 1313,25 \text{ KN} < N_u = 1958,25 \text{ KN}$ 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.12. Vérification au flambement des poteaux des différents étages

Niveau	i (m)	L _f (m)	λ	α	A adoptée (cm ²)	Br (cm ²)	Nu max (KN)	NU (KN)	Observation
RDC,	0,101	2,38	23,56	0,78	14,20	1089	1313,25	1958,25	vérifiée
Étage courant	0,101	2,261	22,38	0,78	14,20	1089	760,97	1958,25	vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n’y a pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

On doit vérifier que:

$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{adm} \quad \sigma_{adm} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} \quad \sigma_{adm} = 14,16\text{MPa}$

Tableau V.13. Vérification des contraintes

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			Nu(KN)	σ_{bc} (MPa)	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)			
RDC,	35	35	1225	1313,25	10,72	vérifiée
Étage courant	35	35	1225	760,97	6,21	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Telle que :} \quad (\text{art 7.4.3.2 RPA99/2003 ; P64})$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Avec : } \lambda_g = l_f/b \text{ ou } l_f/a$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau V.7.

Tableau V.14. 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,	35×35	2,38	6,80	0,075	33	57,85	0,483	1,875	Vérifiée
Étage courant	35×35	2,261	6,46	0,075	33	53,98	0,467	1,875	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.4.2.6. Disposition constructive des poteaux :**- Longueurs de recouvrement :**

Selon le RPA 99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale de recouvrement est :

$$L > 40 \times \emptyset \text{ en zone II.}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm donc } L_r > 64 \text{ cm ; on adopte } L_r = 80 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm donc } L_r > 56 \text{ cm ; on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

V.4.2.7. Schéma de ferrailage :

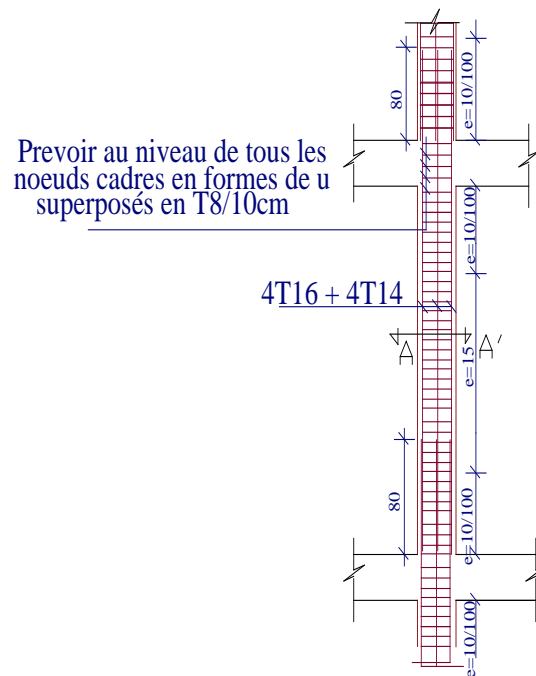
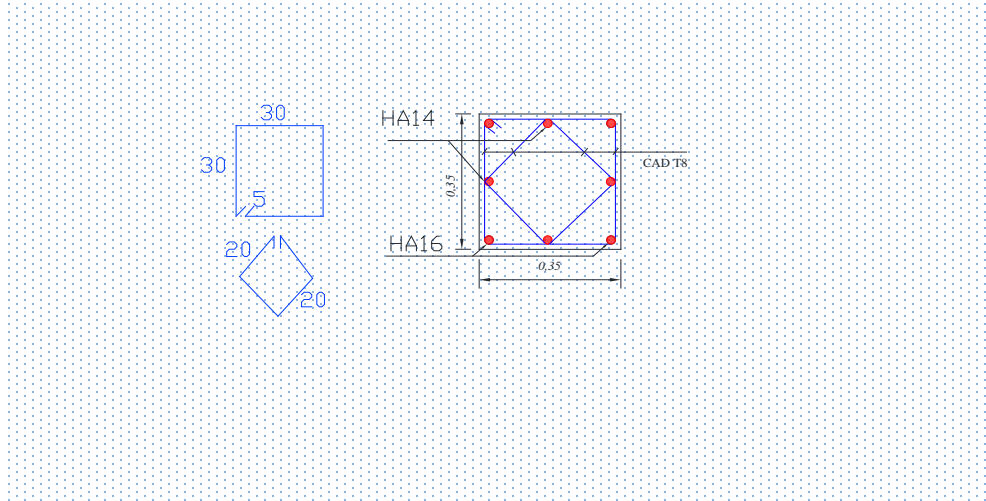


Figure V.17. Schéma de ferrailage du poteau

V.4.3. Étude 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.4.3.1. 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.4.3.2. 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.15. 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 + étage courant	P.P	35×30	Appuis	88,03	8,01	6,75	6HA14=9,24
			Travée	73,97	4,82		3HA14+2HA12=6,88
	P.S	35×30	Appuis	56,04	2,82	6,00	3HA14+2HA12=6,88
			Travée	28,73	1,90		3HA14+2HA12=6,88
Terrasse	P.P	35×30	Appuis	95,03	8,01	6,75	6HA14=9,24
			Travée	77,23	4,82		3HA14+2HA12=6,88
	P.S	35×30	Appuis	63,25	2,82	6,00	3HA14+2HA12=6,88
			Travée	37,27	1,90		3HA14+2HA12=6,88

V.4.3.3. Exemple de calcul (Niveaux RDC, étage courant):

➤ Poutre principales :

a) En travée :

On a : $M_t = 73,97 \text{ KN.m}$

Section = (35 × 30) ; d = 0,33 m ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{73,79 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,17} = 0,160 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,160})$$

$$\alpha = 0,219$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 33 \times (1 - 0,4 \times 0,219) = 30,11 \text{ cm}$$

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

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{73,97 \times 10^6}{301,1 \times 348} = 7,05 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 7,05 \text{ cm}^2$$

✓ Vérifications nécessaires pour les poutres:

- Le pourcentage minimal d'armatures:

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,30 \times 0,35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section: $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,30 \times 0,35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA}) \Rightarrow \max(7,05 ; 1,05 ; 5,25)$$

Alors: $A=7,05 \text{ cm}^2$ on adopte : 6HA14= 9,24cm²

b) On appuis :

On a: $M_u = 130,99 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{88,03 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,16} = 0,184 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

Donc : $A' = 0 \Rightarrow$ les armatures comprimées ne sont nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,184})$$

$$\alpha = 0,256$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 33 \times (1 - 0,4 \times 0,256) = 29,62 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{88,03 \times 10^6}{296,2 \times 348} = 8,54 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 8,54 \text{ cm}^2$$

✓ Vérifications nécessaires pour les poutres :

- Le pourcentage minimal d'armatures:

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 0,30 \times 0,35 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

0,5% en toute section: $A_{\min} > 0,5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPA} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 0,30 \times 0,35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

$$A = \max(8,54 ; 1,05 ; 5,25)$$

Alors: $A=8,543 \text{ cm}^2$ 6HA14= 9,24cm²

✓ Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \emptyset$$

$\emptyset=1,4 \text{ cm} \rightarrow l_r > 56 \text{ cm}$; on adopte $l_r = 60 \text{ cm}$

✓ **Pourcentages total maximum des aciers longitudinaux**- **En zone courante**Poutres principales → $6HA14+3HA14=13,86\text{cm}^2 < 4\% (b \times h) = 49\text{cm}^2$ **vérifiée**Poutres secondaires → $6HA14+3HA14=13,86\text{cm}^2 < 4\% (b \times h) = 49\text{cm}^2$ **vérifiée**- **En zone recouvrement**Poutres principales → $6HA14+3HA14=13,86\text{cm}^2 < 6\% (b \times h)=73,5\text{cm}^2$ **vérifiée**Poutres secondaires → $6HA14+3HA14=13,86\text{cm}^2 < 6\% (b \times h)=73,5\text{cm}^2$ **vérifiée**✓ **Les armatures transversales :**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad (\text{art 13.III.3.2 BAEL91/99;P196})$$

• **Poutres principales :**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_t ; \frac{35}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min(1,6 ; 1 ; 3)$$

Donc on prend $\Phi = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)• **Poutres secondaires :**

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_t ; \frac{35}{35} ; \frac{30}{10} \right) = \min(1,6 ; 1 ; 3)$$

Donc on prend $\Phi_1 = 8\text{mm} \rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (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 :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \Phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 8,75 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 17,5\text{cm}; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

• **Poutre secondaire :**- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \times \Phi_1 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 8,75 \text{ cm} ; \text{ Soit } S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq h/2$$

$$S_t \leq 17,5\text{cm}; \text{ soit } S_t = 15\text{cm}$$

V.4.3.4. Vérifications :

➤ **Vérifications des sections d'armatures transversales :**

$$A_l^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,05 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_l^{\min}$ **Vérifié**

a) **Vérifications à L'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

- **Poutre principale :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,48 \text{ cm}^2$ **Vérifié**

- **Poutre secondaire :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,48 \text{ cm}^2$ **Vérifié**

➤ **Vérification de l'effort tranchant :** (art13.III.2.1 BAEL 91/99 ; P192)

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

$$\text{Fissurations peu nuisible} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau V.16. Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Type	section	V (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
RDC+ etage courant	P.P	35×30	125,79	1,20	3,33	Vérifiée
	P.S	35×30	9,78	0,57	3,33	Vérifiée
TERASSE	P.P	35×30	143,90	1,37	3,33	Vérifiée
	P.S	35×30	73,30	0,69	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 :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(\frac{V_u + M_s}{0,9 \times d} \right)$$

Tableau V.17. 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
RDC+ etage courant	P.P	9,24	25,79	88,03	3,14	1,80	Vérifiée
	P.S	9,24	59,78	56,04	1,40	3,04	Vérifiée
TERASSE	P.P	9,24	143,90	95,03	3,60	8,50	Vérifiée
	P.S	9,24	73,30	63,25	1,83	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 : 6 HA14 $\Rightarrow A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} ; \text{ Avec :}$$

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, $V_u^{max} = 143,90 \text{ KN}$

$\sum U_i$: est la Somme des périmètres des barres $\sum U_i = n \pi \varphi$

$$\sum U_i = n \pi \varphi = 6 \times (3,14 \times 1,4) = 26,38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{143,90 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 282,6} = 1,71 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_{se} = 1,71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ **Condition Vérifier**

Alors il n'ya 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 :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \quad (\text{art. 6.V.2.1 BAEL91/99 ; P98})$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{bxy^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2] \quad (\text{art.6.V.2.2 BAEL91/99 ; P99})$$

Tableau V.18 . 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
RDC + étage courant	P.P	Appuis	51,81	12,97	57456,87	11,69	15	Vérifiée
		Travée	25,28	12,97	57456,87	5,70	15	
	P.S	Appuis	59,53	12,97	57456,87	13,44	15	Vérifiée
		Travée	23,13	12,97	57456,87	5,22	15	
TERASSE	P.P	Appuis	50,70	12,97	57456,87	11,44	15	Vérifiée
		Travée	30,22	12,97	57456,87	6,82	15	
	P.S	Appuis	41,76	13,09	57456,87	9,43	15	Vérifiée
		Travée	8,83	13,09	57456,87	1,99	15	

➤ **Vérification de flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\text{BAEL91(ArtB. 6.5; P93)} \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_a} \end{array} \right.$$

Pour les poutres la plus sollicitée en travée :

- **Poutres Principales :**

$$\frac{h_t}{L} = \frac{35}{450} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{35}{450} = 0,088 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{77,23}{10 \times \frac{77,23}{0,85}} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{9,24}{30 \times 33} = 0,009 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

• Poutres Secondaires :

$$\frac{h_t}{L} = \frac{35}{380} = 0,092 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{35}{380} = 0,092 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{24,65}{10 \times \frac{24,65}{0,85}} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{9,24}{30 \times 33} = 0,009 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

V.4.3.5. Schéma de ferrailage :

Tableau V.19. Section de ferrailage des poutres principales et secondaires

Tous les niveaux			
	Appuis		Travée
P.P			
P.S			

V.4.4. Étude 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.4.4.1. 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 :**

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peut-être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

V.4.4.2. Calcul des sollicitations :

Tableau V.20. Les sollicitations dans les voiles

Voile	V _{X1}	V _{Y2}
L(m)	1,325	2,15
e(m)	0,2	0,2
M(KN.m)	129,31	179,86
N (KN)	358,45	201,69
V (KN)	102,13	107,14

V.4.4.3. 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 $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

$M_{\max} = 179,86$ KN.m ; $N_{\text{corr}} = 201,69$ KN. ; $V_{\text{corr}} = 107,14$ KN

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h = 2,15\text{m} ; L = 3,40\text{m} \\ b = 0,20 ; d' = 0,21\text{m} ; d = 1,94\text{m} \end{array} \right.$

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 :

$$L_f = 0,8L = 0,8(3,40 - 0,35) = 2,44 \text{ m}$$

b. calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2,44 \sqrt{12}}{2,15} = 3,93$$

c. calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,892 \text{ m} < \frac{h}{2} = 1,075 \text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

d. Vérification de la condition de flambement :

$$\lambda = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\} = \max \left\{ 50; \min \left(67 \times \frac{0,15}{2,15}; 100 \right) \right\} = 50.$$

$$\lambda = 3,93 < 50 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc : On peut dire que le voile ne présente pas un risque de flambement.

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} u \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v \end{cases}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} u = v = \frac{h}{2} = \frac{2,15}{2} = 1,075 \text{ m}; I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,2 \times 2,15^3}{12} = 0,166 \text{ m}^4 \\ B = b \times h = 0,2 \times 2,15 = 0,43 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{201,69}{0,43} + \frac{179,86}{0,166} \times 1,075 = 1,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{compression} \\ \sigma_{\min} = \frac{201,69}{0,43} - \frac{179,86}{0,166} \times 1,075 = -0,69 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{traction} \end{cases}$$

Donc, la section est partialement comprimé.

- **Diagramme des contraintes:**

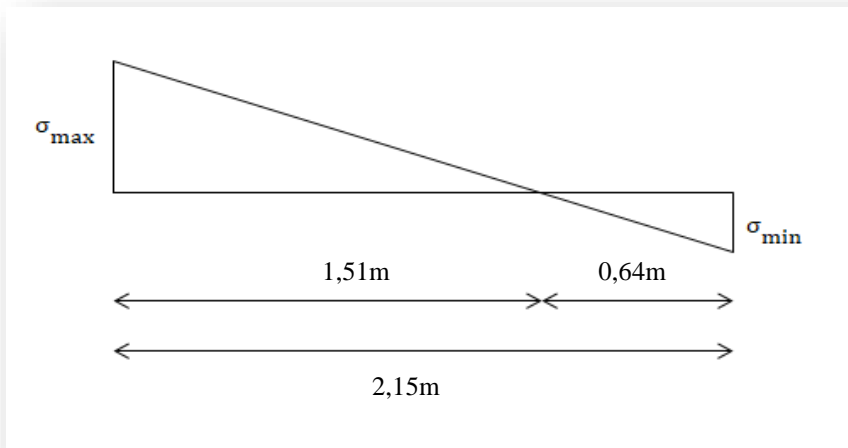


Figure V.18. Diagramme des contraintes

En utilisant les tringles semblables pour la détermination de longueur de compression:

$$\text{Ou : } \begin{cases} L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{1,63}{1,63 + 0,69} \times 2,15 = 1,51\text{m.} \\ L_t = L - L_c = 0,64\text{m.} \end{cases}$$

✓ **Acier verticaux :**

$$T = \frac{\sigma_{\min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{0,69 \times 0,20}{2} \times 0,64 = 0,044\text{MN}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{T}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,044}{400 / 1,15} = 1,26\text{cm}^2$$

$$A_s = 1,26\text{cm}^2$$

$$\text{Donc: } \tilde{A}_s = \frac{A_s \times L}{L_t} = \frac{1,26 \times 215}{64} = 4,23\text{cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,20\%B = 0,20\% b L_t = 0,0020 \times 20 \times 64 = 2,56\text{cm}^2$$

$$A'_s = 4,23\text{cm}^2 > A_{\min}^{\text{RPA}} = 2,56\text{cm}^2$$

✓ **Acier de couture :**

$$A_{\text{vj}} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 107,14 \times 10^3}{400} = 4,12\text{cm}^2$$

Cette section d'acier s'ajoute à la section d'aciers calculée en précédent, donc la section d'acier verticale totale sera comme suite :

$$A_v = A'_s + A_{\text{vj}} = 4,23 + 4,12 = 8,35 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferraillage minimal:**

- Selon le BAEL91 :

$$A_s = \tilde{A}_s = A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 4,3\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_v = 8,35 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{BAEL}} = 4,3$$

- 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%**

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,15\%B = 0,15\%bL = 0,0015 \times 20 \times 215 = 6,45 \text{ cm}^2$$

- En zone courante **0,10%**

$$\rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,10\%B = 0,10\%bL = 0,0010 \times 20 \times 215 = 4,3\text{cm}^2$$

$$A_{sv} = \max \{ A_s^{\text{calculé}}; A_{\min}^{\text{RPA}}; A_{\min}^{\text{BAEL}} \} = 8,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Pour les deux faces.}$$

On adopte pour acier vertical : (12HA10) $\Rightarrow A_s = 9,42\text{cm}^2$

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 :**

✓ **Ferrailage 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 : $S=15\text{cm}$.

✓ **Ferrailage 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 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{0,9hb} = \frac{1,4 \times 107,14 \times 10^3}{0,9 \times 2150 \times 200} = 0,39\text{Mpa} < \bar{\tau}_b = 5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Selon BAEL91:

Pour les cas d'une fissuration préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} \leq \min\left\{\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right\} = 2,5\text{Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0d} = \frac{107,14 \times 10^3}{200 \times 1075} = 0,50\text{ Mpa} < 2,5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

V.4.4.4. Résultats de calcul :

Tableau V.21. Sections des armatures verticales

Les voiles	Cas de sollicitations	M (KN.m)	N (KN)	V _{max} (KN)	A _s ^{calcul} ₁ (cm ²)	A _s ^{calcul} _{ul} (cm ²)	A _v (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)
V1 (RDC)	M _{max} → N _{corr}	179,86	201,6 9	107,1 4	1,26	4,23	8,35	4,3	2,56

Tableau V.22. 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)
V1 (RDC)	8,35	18,84	2(12HA10)	10	20

Tableau V.23. Description des armatures horizontales.

Les voiles	A _{RPA} _{min} ^t (cm ²)	A _h ^{adopt} (cm ²)	Description des barres	S _t (cm)
V1 (RDC)	6	9,42	2(6HA10)	15

V.4.4.5. Schéma de ferrailage :

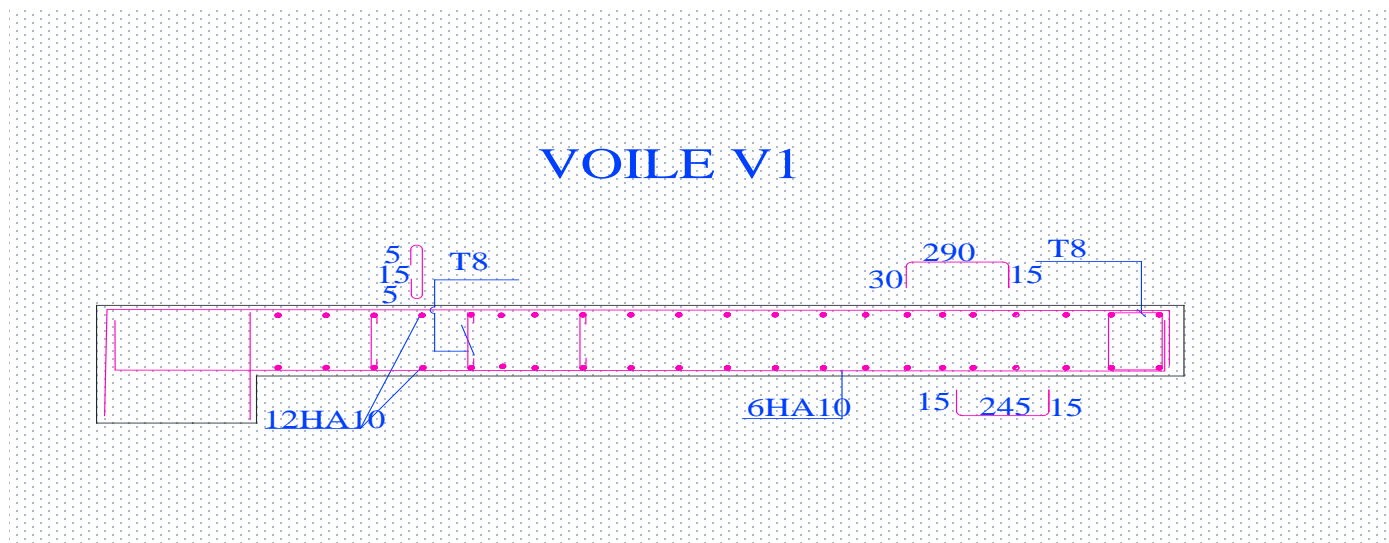


Figure V.19. Schéma de ferrailage des voiles

V.4.5. 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

ETUDE SISMIQUE DU BATIMENT

CHAPITRE VI

ETUDE SISMIQUE

VI.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**.

VI.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 :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.2.1. Méthode statique équivalente : (art 4.2 RPA99/2003)

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 30 m en zone II_b et III.

- Dans cette étude, notre bâtiment est situé en zone II_a et de hauteur $h = 19,55 \text{ m} < 65 \text{ m}$

La condition est vérifiée.

➤ **Régularité en plan :** (art 3.5.1.a RPA99/2003)

$$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{4,50+4,50+ 3,25}{21,75} \leq 0,25 \Rightarrow 0,56 > 0,25 \dots \text{La condition est non vérifiée}$$

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)

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**

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen :**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique :

$\xi = 7\% \rightarrow$ (portique B.A ; Remplissage dense)

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7\%)}} = 0,882 \geq 0,7$$

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 $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_N = 19,55$ 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 : $T = 0,05 \times 19,55^{3/4} = 0,47$ sec.

$$\Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,47}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1,98$$

✓ **Facteur 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 VI.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
			$\sum P_q = 0,1$

$$\text{Donc : } Q_x = 1+0,1 \Rightarrow Q_x = 1,1$$

Tableau VI.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	0,05
2- Redondance en plan	X		0
3- Régularité en plan	X		0
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
			$\sum P_q = 0,05$

$$\text{Donc : } Q_y = 1+0,05 \Rightarrow Q_y = 1,05$$

✓ **Coefficient de comportement global de la structure :**

Pour une structure en béton armé à voiles porteurs,

$$\text{On a : } R = 3,5$$

✓ **Poids total de la structure :**

W : poids total de la structure égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \quad \text{avec: } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad i=1, 2, 3, \dots, n$$

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]

$$W = 968543,58 \text{ Kg} \quad (\text{valeur donnée par logiciel ROBOT avec voile})$$

Donc :

La force sismique sans X :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,98 \times 1,1}{3,5} \times 9685,44 \Rightarrow V_x = 904,07 \text{ KN}$$

La force sismique sans Y:

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,98 \times 1,05}{3,5} \times 9685,44 \Rightarrow V_y = 862,97 \text{ KN}$$

VI.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale : (art 4.3 RPA99/2003)

VI.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.

VI.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.

VI.2.2.3. Vérification le période :

➤ Modélisation sans voiles :

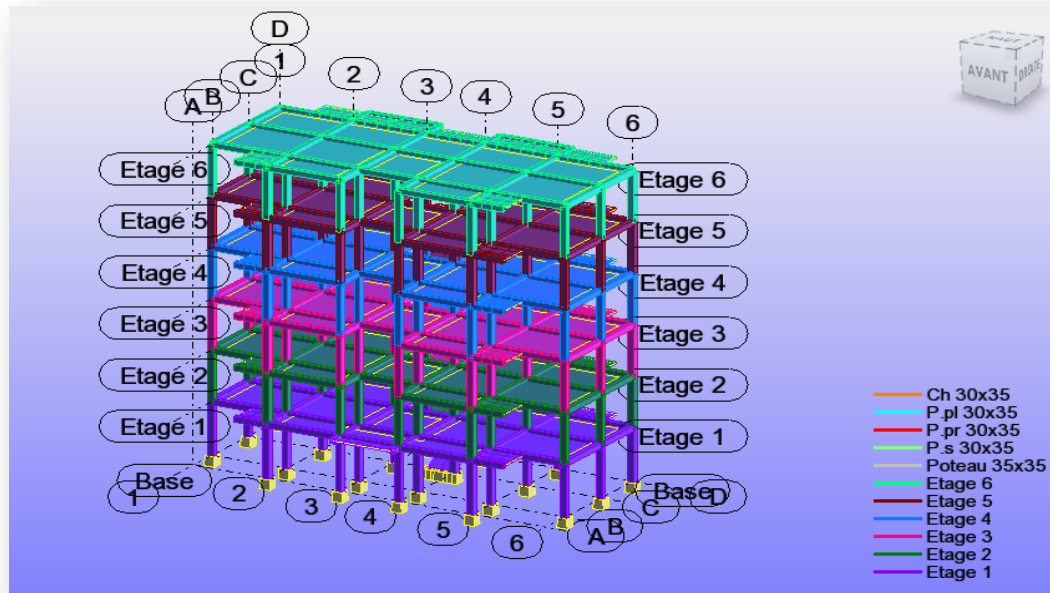


Figure VI.1. Vue générale du modèle

✓ Résultats de l'analyse dynamique par **ROBOT**

Tableau VI.3. Les facteurs de participation massique de chaque modèle.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
15/ 1	1,18	0,85	24,28	15,47	24,28	15,47
15/ 2	1,23	0,81	81,77	25,84	57,50	10,36
15/ 3	1,42	0,71	82,30	80,51	0,52	54,67
15/ 4	3,58	0,28	87,29	82,21	5,00	1,70
15/ 5	3,76	0,27	92,25	85,03	4,95	2,81
15/ 6	4,27	0,23	92,34	92,31	0,09	7,29
15/ 7	6,03	0,17	94,52	92,87	2,18	0,56
15/ 8	6,33	0,16	96,00	94,34	1,48	1,47
15/ 9	7,20	0,14	96,08	96,07	0,08	1,73
15/ 10	8,62	0,12	96,98	96,32	0,90	0,25
15/ 11	8,84	0,11	97,71	96,95	0,73	0,63
15/ 12	8,95	0,11	97,79	96,96	0,08	0,01
15/ 13	9,00	0,11	97,79	96,97	0,00	0,02
15/ 14	9,23	0,11	97,79	97,01	0,00	0,03
15/ 15	9,36	0,11	97,84	97,02	0,05	0,01
15/ 16	9,37	0,11	97,84	97,08	0,00	0,06

- **Constatation**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,85 sec.**

2°/ 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ La participation massique dépasse le seuil de 90% au 6^{ème} mode(Selon le RPA99).

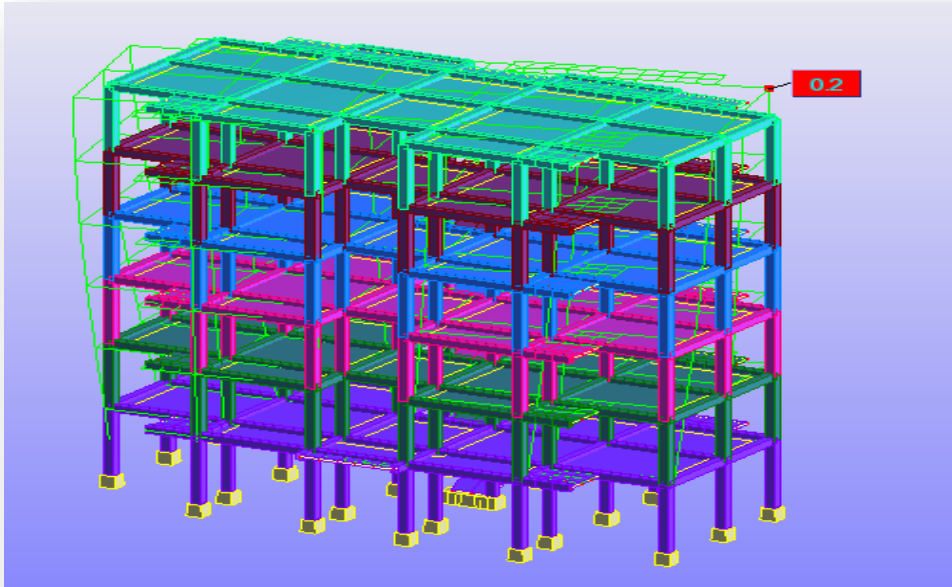


Figure VI.2.1^{er} mode - Vue déformée

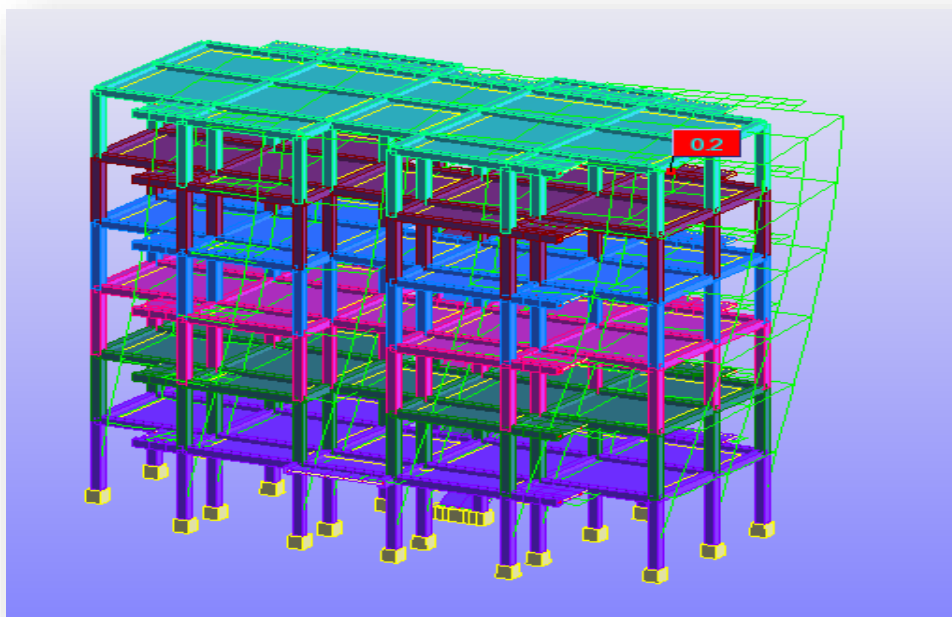


Figure VI.3 .2^{ème} mode - Vue déformée

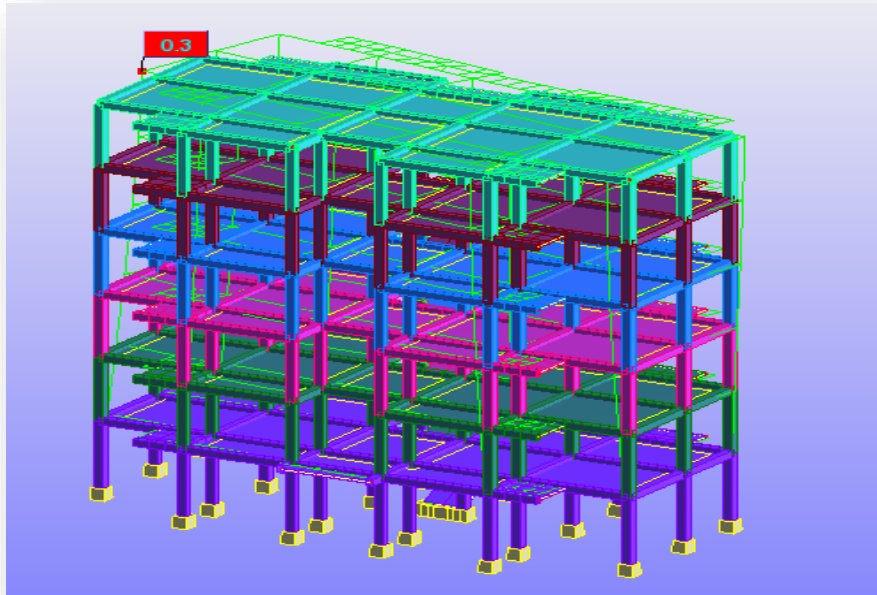


Figure VI.4 : 3^{ème} mode - Vue déformée

- **Interprétation**

1°/ La période fondamentale **T=0,85 sec** est supérieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,47 \text{ sec.}$$

$$T = 0,85 \text{ sec} > 1,30 \times 0,47 = 0,611 \text{ sec.}$$

- **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 = 0,20 m ; longueur des voiles (L) : **L₁ = 3,35 m** ; **L₂ = 2,5 m**

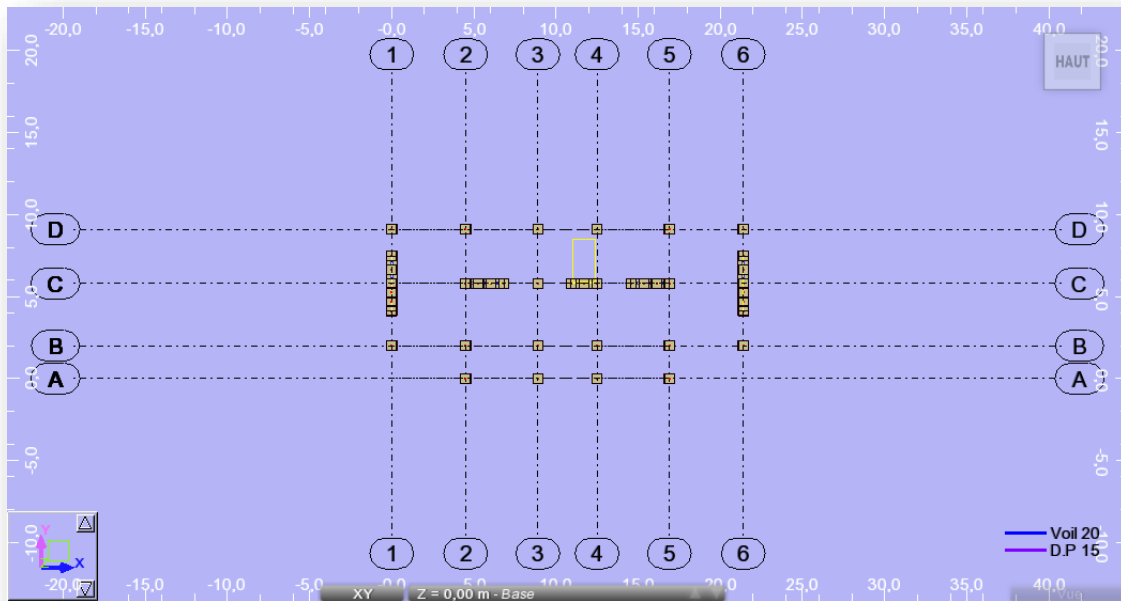


Figure VI.5. Disposition des voiles

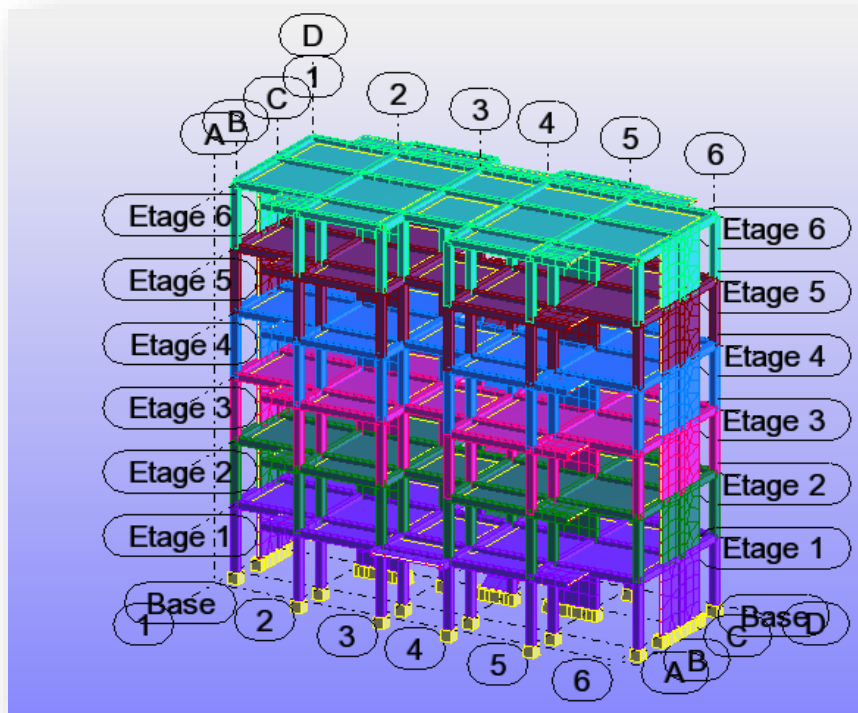


Figure VI.6. Vue générale avec voile

✓ Après l'analyser par ROBOT, en obtint les résultats présenté dans le tableau VI.4

Tableau VI.4. Résultat de l'analyse dynamique par logiciel ROBOT

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
15/ 1	1,86	0,54	73,96	0,00	73,96	0,00
15/ 2	2,19	0,46	73,96	69,77	0,00	69,77
15/ 3	3,02	0,33	73,96	71,93	0,00	2,16
15/ 4	6,64	0,15	88,73	71,93	14,77	0,00
15/ 5	8,07	0,12	88,74	86,41	0,01	14,48
15/ 6	8,95	0,11	88,74	86,49	0,00	0,09
15/ 7	9,09	0,11	88,74	87,06	0,00	0,57
15/ 8	9,28	0,11	88,74	87,36	0,00	0,30
15/ 9	9,41	0,11	88,74	87,49	0,00	0,13
15/ 10	9,42	0,11	88,74	87,60	0,00	0,11
15/ 11	9,47	0,11	88,74	87,73	0,00	0,13
15/ 12	9,65	0,10	88,74	87,73	0,00	0,00
15/ 13	9,71	0,10	88,74	87,75	0,00	0,02
15/ 14	9,78	0,10	88,74	87,97	0,00	0,22
15/ 15	9,96	0,10	88,74	88,83	0,00	0,86
15/ 16	11,19	0,09	88,75	89,00	0,00	0,17

- **Constatation**

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,54 sec.**

2°/ 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ La participation massique dépasse le seuil de 90% au mode 41 (Selon le RPA99).

Voire le tableau VI.5

Tableau VI.5 la participation massique au mode 41

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
15/ 1	0,54	73,96	0,00
15/ 2	0,46	73,96	69,77
15/ 3	0,33	73,96	71,93
15/ 40	0,07	94,36	89,32
15/ 41	0,07	94,36	90,10

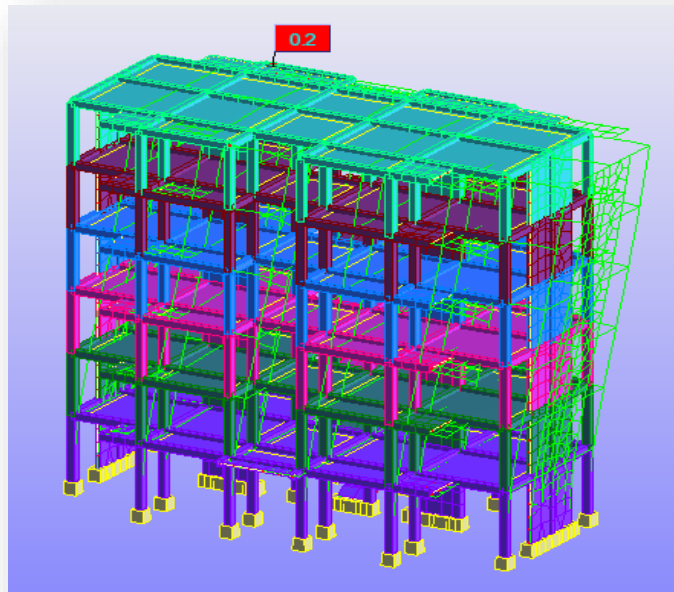


Figure VI.7. 1^{er} mode - Vue déformée

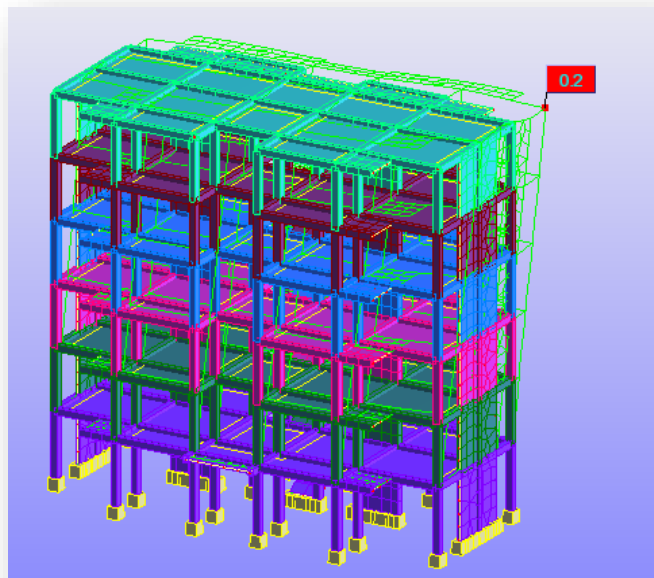


Figure VI.8. 2^{ème} mode - Vue déformée

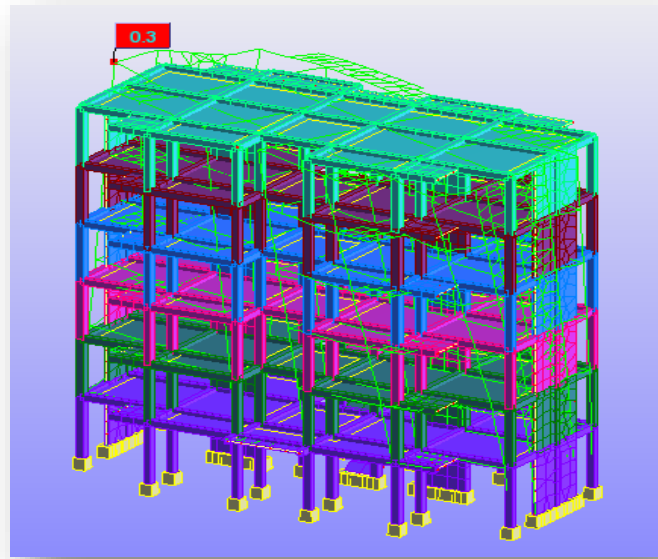


Figure VI.9. 3^{ème} mode – Vue déformée

- Interprétation

La période fondamentale $T=0,54$ sec est inférieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,45\text{s.}$$

$$T = 0,54 \text{ sec} < 1,30 \times 0,47 = 0,611 \text{ sec.}$$

VI.3. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003

VI.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 VI.6. Vérification de la résultante des forces.

	V (KN)	0.8V (KN)	V_{dy} (KN)	$V_{dy} > 0.8 V$
Sens xx	904,07	723,27	820,99	Vérifiée
Sensyy	862,97	690,38	841,79	Vérifiée

VI.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 = 3,5).

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.7. 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 (cm)	
1	0,4	1,4	0	1,4	3,40	Vérifié
2	1,0	3,5	1,4	2,1	3,23	Vérifié
3	1,8	6,3	3,5	2,8	3,23	Vérifié
4	2,6	9,1	6,3	2,8	3,23	Vérifié
5	3,3	11,55	9,1	2,45	3,23	Vérifié
6	3,9	13,65	11,55	2,1	3,23	Vérifié

Tableau VI.8. 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 (cm)	
1	0,2	0,7	0	0,7	3,40	Vérifié
2	0,7	2,45	0,7	1,75	3,23	Vérifié
3	1,2	4,2	2,45	1,75	3,23	Vérifié
4	1,8	6,3	4,2	2,1	3,23	Vérifié
5	2,4	8,4	6,3	2,1	3,23	Vérifié
6	2,9	10,15	8,4	1,75	3,23	Vérifié

VI.3.3. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (art 5.9 RPA99/2003)

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 VI.9. l'effet de P-Δ, sens X-X

Niv	Sens x-x						Observation $\theta \leq 0,1$
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	F_k (KN)	V_k (KN)	θ	
1	340	1685,70	1,4	47,57	904,07	0,008	Vérifié
2	323	1636,08	2,1	90,03	856,50	0,01	Vérifié
3	323	1636,08	2,8	133,90	766,46	0,02	Vérifié
4	323	1673,20	2,8	181,79	632,56	0,02	Vérifié
5	323	1673,20	2,45	226,65	450,77	0,03	Vérifié
6	323	1381,17	2,1	224,12	224,12	0,04	Vérifié

Tableau VI.10. l'effet de P- Δ , sens-Y

Niv	Sens y-y						Observation $\theta \leq 0,1$
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ (cm)	F_k (KN)	V_k (KN)	θ	
1	340	1685,70	0,7	45,41	862,97	0,004	Vérifié
2	323	1636,08	1,75	85,94	817,56	0,01	Vérifié
3	323	1636,08	1,75	127,81	731,62	0,01	Vérifié
4	323	1673,20	2,1	173,53	603,81	0,02	Vérifié
5	323	1673,20	2,1	216,35	430,28	0,03	Vérifié
6	323	1381,17	1,75	213,93	213,93	0,04	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.

VI.3.4. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Les RPA99/2003 (Art 3.4.a) exigent pour les systèmes constitués par des voiles porteurs ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau V.11.

Tableau VI.11. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niv	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	F_z [kN]	F_z portiques [kN]	F_z voiles [kN]	Portiques(%)	Voiles (%)
1	23043,14	17332,11	5711,03	75,22	24,78
2	18862,05	14116,48	4745,57	74,84	25,16
3	14982,59	11154,83	3827,75	74,45	25,55
4	11103,12	8214,61	2888,52	73,98	26,02
5	7174,51	5253,32	1921,19	73,22	26,78
6	3253,44	2383,77	869,66	73,27	26,73

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux.

VI.3.5. Vérification de l'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, Donnée par les formules suivantes :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plan, RPA99/Version2003 (art 4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grandes des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique résultant des plans.

- **L'excentricité théorique :** c'est celle calculée précédemment

$$e_{0x} = |X_G - X_R|$$

$$e_{0y} = |Y_G - Y_R|$$

- **L'excentricité accidentelle :**

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à : 5% L.

$$\text{Sens X } e_{1x} = 0.05 L_x \text{ avec : } L_x = 21,75 \text{ m} \rightarrow e_x = 1,0875 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y } e_{1y} = 0.05 L_y \text{ avec : } L_y = 9,45 \text{ m} \rightarrow e_y = 0,4725 \text{ m}$$

e_x : excentricité suivent x ; avec : $e_x = \max(e_{0x}; e_{1x})$

e_y : excentricité suivent y ; avec : $e_y = \max(e_{0y}; e_{1y})$

Tableau VI.12. Résume les résultats des excentricités pour chaque niveau

Niv	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité final	
	$e_{0x}(m)$	$e_{0y}(m)$	$e_{1x}(m)$	$e_{1y}(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
1	0,19	0,63	1,0875	0,4725	1,0875	0,63
2	0,19	0,49	1,0875	0,4725	1,0875	0,49
3	0,19	0,49	1,0875	0,4725	1,0875	0,49
4	0,00	0,57	1,0875	0,4725	1,0875	0,57
5	0,00	0,57	1,0875	0,4725	1,0875	0,57
6	0,00	0,55	1,0875	0,4725	1,0875	0,55

VI.3.6. Vérification d'ensemble : (art 5.5 RPA 99/2003)

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 :**

$$\sum W_K \cdot b_k \geq \sum F_K \cdot h_k$$

Avec :

✓ W_K : Le poids calculé à chaque niveau (k) $W_K = W_{Kg} + \beta \cdot W_{Kq}$

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 VI.13. 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	47,57	3,40	1685,70	11,51
2	90,03	6,63	1636,08	11,51
3	133,90	9,86	1636,08	11,51
4	181,79	13,09	1673,20	11,70
5	226,65	16,32	1673,20	11,70
6	224,12	19,55	1381,17	11,70

$$\sum W_K \cdot b_i = 112377,54 \text{ KN.m} \geq \sum F_K \cdot h_k = 12538,996 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau VI.14. 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	45,41	3,40	1685,70	6,28
2	85,94	6,63	1636,08	6,41
3	127,81	9,86	1636,08	6,41
4	173,53	13,09	1673,20	6,33
5	216,35	16,32	1673,20	6,33
6	213,93	19,55	1381,17	6,22

$$\sum W_k \cdot b_i = 61334,33 \text{ KN.m} \geq \sum F_k \cdot h_k = 11969,05 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.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.

CHAPITRE VII

L'INFRASTRUCTURE

VII.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.

VII.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) $G + Q$

VII.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 ($a \cdot a$)

$$\frac{\Sigma S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} < 50 \% \quad \Longrightarrow \quad \text{semelles isolées}$$

$$\frac{\Sigma S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} > 50 \% \quad \Longrightarrow \quad \text{radier}$$

VII.4. Étapes de calcul de la semelle

VII.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 obtenue par le ROBOT à l'ELS
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

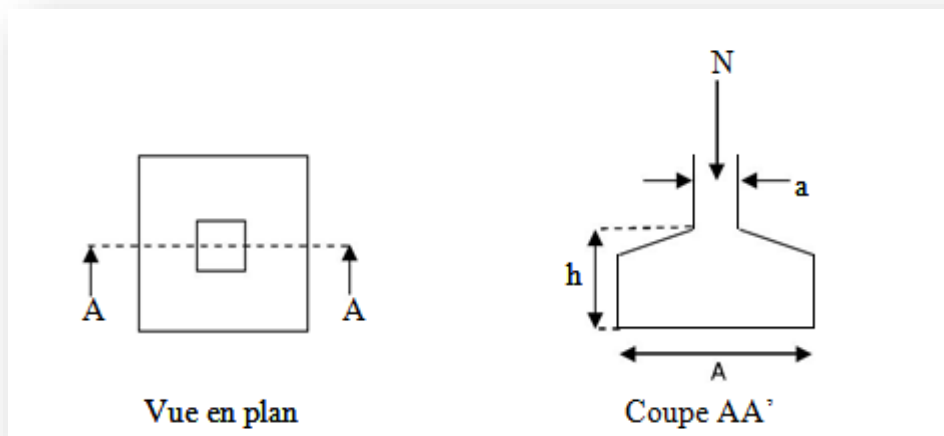


Figure VII.1. Schéma d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité à une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$

$$N_s = 1099,47 \text{ KN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 260 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{B^2} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{1099,47}{260}}$$

$$\Rightarrow B \geq 2,01 \text{ m}$$

Donc on adopte : **$B = 2,00 \text{ m}$**

b) Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé un poteau et un voile.

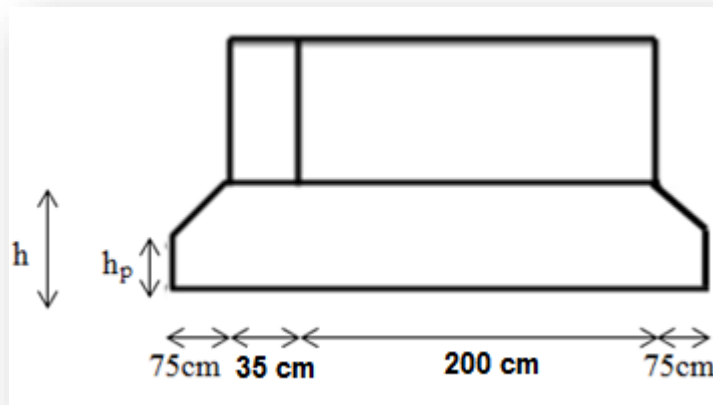


Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante.

- Longueur L :

$$L = \sum l_i + 2 \times L_{\text{débordement}} \quad ; \quad L_{\text{débordement}} = 0,75\text{m}$$

$$\Rightarrow L = 3,85 \text{ m}$$

- 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.

$$N_p = 486,25 \text{ KN.}$$

$$N_v = 522,87 \text{ KN.}$$

$$\sum N_i = 1009,12 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } B \geq \frac{1009,12}{260 \times 3,85}$$

$$B \geq 1,01\text{m}$$

On prend : **B = 1,50 m**

c) La vérification :

$$\frac{\Sigma S_{semelle}}{\Sigma S_{batiment}} = \frac{(2 \times 3,85 \times 1,5) + (2 \times 4,85 \times 1,5) + (18 \times 2 \times 2)}{205,54} = 0,48 < 0,5 \Rightarrow \text{Semelles isolées}$$

Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'une semelle isolées sous le poteau et semelle filante sous voile.

VII.4.2. Étude des semelles isolées :

VII.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 VII.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	1513,25	16,98	0,42
E.L.S	1099,47	12,31	0,31

- 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 = $\frac{a}{b} \times B$

VII.4.2.2. Vérification de la contrainte de sol :

$$e_x = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{12,31}{1099,47} = 0,011 \leq \frac{A}{6} = \frac{2}{6} = 0,33 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$e_y = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,31}{1099,47} = 0,0003 \leq \frac{A}{6} = \frac{2}{6} = 0,33 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

VII.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:

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A - a}{4} = \frac{2 - 0,35}{4} = 0,41m \\ \frac{B - b}{4} = \frac{2 - 0,35}{4} = 0,41m \end{array} \right. \rightarrow d = 50cm$$

Hauteur : **d + 5cm = 55 cm.**

VII.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 :

$$d' \geq 1,44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} ; \quad \sigma_{bc}: \text{Résistance à la compression du béton}$$

$$d' = 1,44 \sqrt{\frac{1099,47}{15}} = 12,33 \rightarrow d' = 13 \text{ cm}$$

$d = 50 \text{ cm} > d' = 13 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **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_0 : L'excentricité de l'effort normal $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$

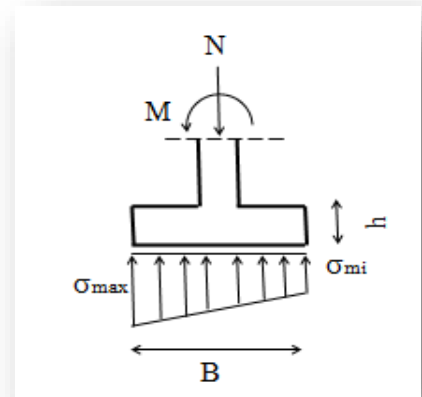


Figure VI.3.diagramme trapézoïdale

➤ **Sens XX :**

$$\sigma_{max} = 390,80 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 365,83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 384,56 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Sens YY:**

$$\sigma_{max} = 378,65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 377,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 378,48 \text{ KN/m}^2$$

VII.4.2.5. Ferrailage :

$e \leq B/24$ le ferrailage de la semelle se fera par la méthode des bielle

➤ **Sens XX :**

$$A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} \quad (\text{art 15. VII. 4.2 BAEL91/99 ; P251})$$

$$e_0 = \frac{16,98}{1513,25} = 0,011 \text{ m.}$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \quad (\text{art 15. VII. 3.1 BAEL91/99 ; P2250})$$

$$N_1 = 1513,25 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,011}{2}\right) = 1538,22 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1538,22 \times 10^3 \times (2 - 0,35)}{8 \times 0,50 \times 348} = 18,23 \text{ cm}^2$$

On adopte **13 HA14 = 20,02 cm²**

➤ **Sens YY:**

$$A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$e_0 = \frac{0,42}{1513,25} = 0,0003 \text{ m.}$$

$$N_1 = N \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right)$$

$$N_1 = 1513,25 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,0003}{2}\right) = 1513,93 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{1513,93 \times 10^3 \times (2 - 0,35)}{8 \times 0,50 \times 348} = 17,95 \text{ cm}^2$$

On adopte **13 HA14 = 20,02 cm²**

➤ **Calcul de la hauteur libre h' :**

(Avec cochets) $h' \geq 12\phi + 6 \text{ cm}$ (art 15.III.1.2 BAEL91/99 ; P230)

$h' \geq 22,80 \text{ cm} \Rightarrow h' = 25 \text{ cm}$

➤ **Calcul l'espacement :**

$$S_{tx} \leq \frac{200 - 10}{13} = 14,62 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_{tx} = 15 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \frac{200 - 10}{13} = 14,62 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_{ty} = 15 \text{ cm}$$

L'espacement sous le poteau $e = 10 \text{ cm}$

VII.4.2.6. Schéma de Ferrailage :

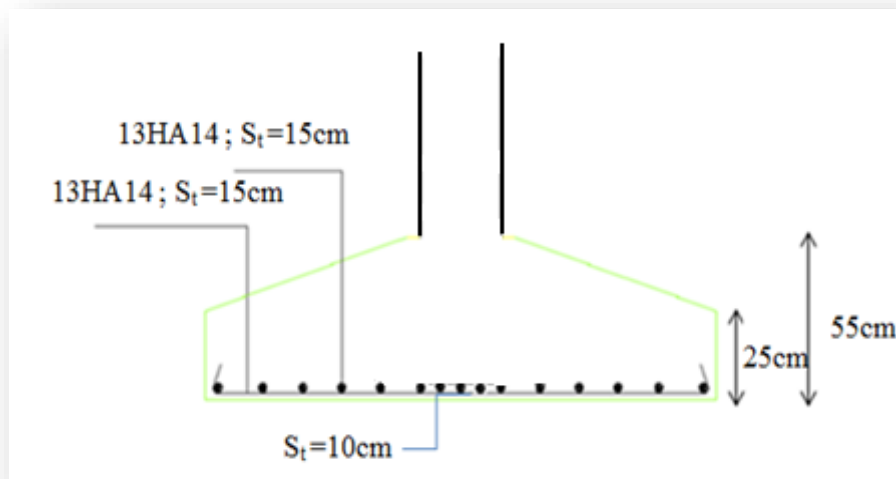


Figure VII.4. Disposition des armatures d'une semelle isolée

VII.4.3. Étude des semelles filantes sous (voile + poteau) :

VII.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 introduites 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 supérieures pour reprendre le moment positif en travée, et les armatures inférieures pour reprendre les moments négatifs en appuis.

VII.4.3.2. Dimensionnement (ELS) :

- Longueur : $L = 3,85$ m
- Largeur : $B = 1,5$ m
- la hauteur (h) :

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante :

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4} + d' \right\} \quad ; \text{ Avec:}$$

- d' : enrobage des armatures ; $d' = 5$ cm.
- h_t : hauteur utile.
- $h_t \geq \max \left\{ \frac{1,5-0,35}{4} + 0,05 \right\} \Rightarrow h_t \geq 0,3375$ m ; On adopte **$h = 50$ cm**

- la hauteur (h_p) :

$$h_p \geq \frac{h}{3} = \frac{50}{3} = 16,66 \quad ; \text{ On adopte } \mathbf{h_p = 20\text{cm}}$$

VII.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.

$$\Rightarrow N_u = \max (N_v ; N_p) = (716,22 ; 666,25)$$

$$\Rightarrow \mathbf{N_u = 716,22\text{ KN}}$$

➤ Ferrailage principale :

Pour une bande de 1 m linéaire :

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8d\sigma_s} = \frac{716,22 \times 10^3 \times (1,5 - 0,35)}{8 \times 0,45 \times 348} = 6,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{8\ HA12} \Rightarrow \mathbf{A_s = 9,05\text{ cm}^2}$$

➤ L'espaceur :

$$S_t = 100 \text{ cm} \times \frac{1\text{HA12}}{9,05} = 12,49 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{S_t = 15\text{ cm}}$$

➤ Ferrailage de répartition : (art.VII.4.1 BAEL 91/99 ; P251)

$$A_r = A_s \times \frac{B}{4} = 9,05 \times \frac{1,5}{4} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \mathbf{8\ HA10} \Rightarrow \mathbf{A_r = 6,28\text{ cm}^2}$$

➤ **L'espacement :** (art.10.1.1RPA99/2003 ; P94)

$$S_t \leq \min(20\text{cm} ; 15\Phi) = \min(20\text{ cm} ; 15\text{ cm})$$

Donc on prend: **St =15 cm**

VII.4.3.4. Schéma de Ferrailage:

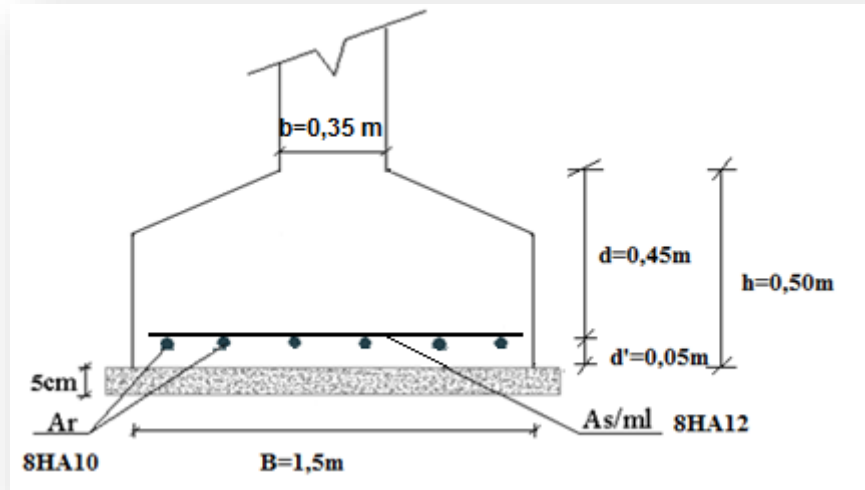


Figure VII.5.Ferrailage des semelles filantes.

VII.5. Étude 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.

VII.5.1. Calcule le moment fléchissant (ELU):

$$q = \frac{R}{l} = \frac{N_v + N_p}{l} = \frac{1382,47}{3,85} = 359,08 \text{ KN/ml}$$

a) **Moment sur appuis :**

$$M = q \frac{L_1^2}{2} = 359,08 \times \frac{0,75^2}{2} = 100,99 \text{ KN.m}$$

b) **Moment sur travée :**

$$M_x = q \frac{x^2}{2} - N(x - L_1)$$

$$X = \frac{N}{q} = \frac{666,25}{359,08} = 1,86 \text{ m.}$$

$$M = q \frac{x^2}{2} - N(x - L_1) = 359,08 \times \frac{1,86^2}{2} - 666,25 \times (1,86 - 0,75) = -118,40 \text{ KN.m}$$

VII.5.2. Ferrailage :

VII.5.2.1. Acier inférieur :

La poutre de libage travail en flexion simple, donc la détermination du ferrailage se fera comme suit :

$$M_u = 118,40 \text{ KN.m}$$

$$B = (45 \times 30) \text{ cm}^2 ; d = 0,41\text{m} ; f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{118,4 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,41)^2 \times 14,17} = 0,165 < 0,186$$

⇒ pivot A

$\mu_{bu} < \mu_1$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,165}) = 0,23$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,41 \times (1 - 0,4 \times 0,23) = 0,3723 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{118,4 \times 10^{-3}}{348 \times 0,3723} = 9,14 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 6 HA14 ⇒ $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

VII.5.2.2. Acier supérieur :

$$M_u = 100,99 \text{ KN.m}$$

$$B = (45 \times 30)\text{cm}^2 ; d = 0,41\text{m} ; f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_o \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{100,99 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,41)^2 \times 14,17} = 0,141 < 0,186$$

⇒ pivot A

$\mu_{bu} < \mu_1$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,141}) = 0,19$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,41 \times (1 - 0,4 \times 0,19) = 0,3788 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{100,99 \times 10^{-3}}{348 \times 0,3788} = 7,66 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: 6 HA14 ⇒ $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

VII.5.2.3.Acier transversal :

Le diamètre des cadres doit vérifier la condition suivante :

$$\Phi \leq \min \left(\Phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi \leq \min \left(1,4 ; \frac{45}{35} ; \frac{30}{10} \right) = 1,28 \text{ cm}$$

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)

VII.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 :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

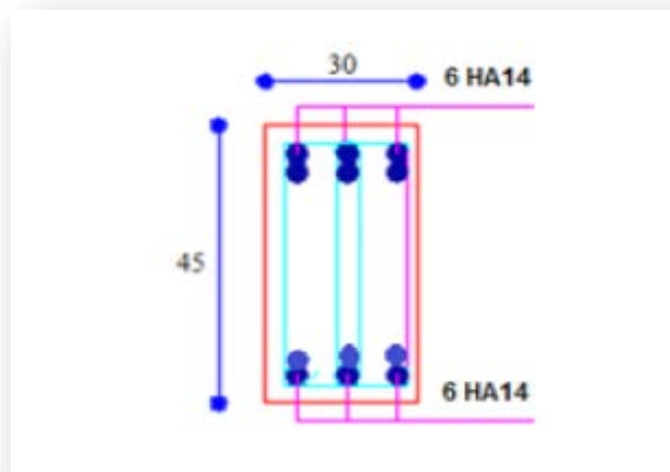
VII.5.2.5.Schéma de Ferrailage:

Figure VII.5. ferrailage de la poutre libage

VII.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 »

VII.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**.

VII.6.2 Ferrailage de la longrine :

VII.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 : **6 HA12 (A= 6,79 cm²)**

VII.6.2.2. Armatures transversales :

On prend : **4 ϕ 6 (A=1,13cm²)**

Avec espacement de :

$$e = \min (20 \text{ cm}, 15 \phi_t) = 9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

VII.6.2.3. Schéma de Ferrailage:

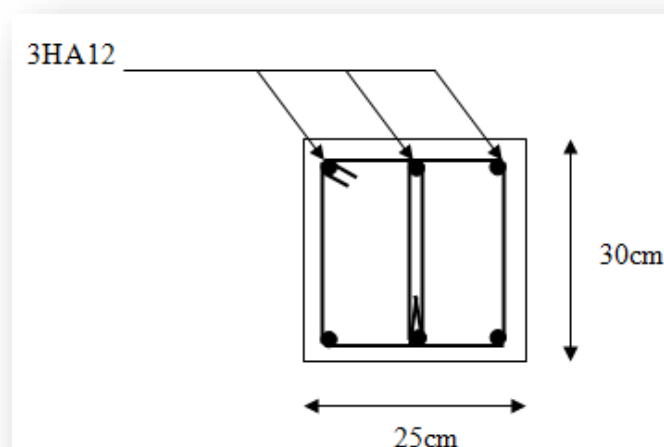


Figure VII.6. Ferrailage de longrine

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Cependant une étude comparative des différentes méthodes de calcul nous donne une autre vision de l'étude génie civil, elle nous illumine et nous instruit sur l'effet de l'étude sur la sécurité et la stabilité des constructions

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE

- **REGLEMENTATION**

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003 document technique réglementaire DTR B C 2 48
- Règles BAEL 91 révisées 99 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé © CSTB 2000
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93 document technique réglementaire D.T. R. - B.C. 2-41
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2

- **LIVRES**

- DYNAMIQUE DES STRUCTURES ET DES OUVRAGES
Alain PECKER Ecole des Ponts ParisTech Edition 2018
- THÉORIE ÉLÉMENTAIRE. DES POUTRES DROITES
M. ÉD. COLLIGNON Ingénieur des ponts et. Chaussées librairie des corps impériaux des ponts et chaussées et des mines. Quai des Augustins, 49.1865
- MÉCANIQUE DES STRUCTURES (Résistance des matériaux)
Arnaud Delaplace, Fabrice Gatuingt et Frédéric Ragueneau © Dunod, Paris, 2008
ISBN 978-2-10-053958-1
- M.BELAZOUGUI (calcul des ouvrages en béton armé) (1996)
- Béton armé - Guide de calcul ; Jacques Lamirault, Henri Renaud
- Conception et calcul des structures de bâtiment ; H. THONIER