



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Présentée par : **Rebbah Mohamed El Amine**

Thème

**Investigation dans la stabilité d'une structure en
béton armé contreventée par deux systèmes de
contreventement : étude comparative**

Soutenu le, 02/07/2023

Devant le Jury :

Ouazir Mansour	Président	M.C.B.	Univ-Tissemsilt
Bouderba Bachir	Encadrant	Prof.	Univ-Tissemsilt
Abdelhamid Abdelmalek	Co-Encadrant	M.A.A.	Univ-Tissemsilt
Besseghier Abderrahmane	Examineur	Prof.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2022-2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Calligraphy Store

Remerciements

*En premier lieu, nous remercions Allah tout puissant qui nous a donné la force
d'achever ce travail.*

*En second, nos familles de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail
qui est le fruit d'un long cursus.*

Nous tenons encore à remercier nos chers promoteurs :

*Monsieur BOUDERBA BACHIR et Monsieur ABDELHAMID ABDELMALEK
qui ont le guide dans le travail.*

*Nous remercions les membres du jury Monsieur BESSEGHIER
ABDERRAHMANE et Monsieur OUAZIR MANSOUR qui ont accepté de
présider et de juger notre travail.*

Sans oublier tous les enseignants le long de notre chemin d'étude.

*Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé
de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Dédicaces

*Je remercie Allah le tout puissant de m'avoir
Donné la force et le courage pour finir ce
Modeste travail, Je dédie ce modeste travail*

Au Les plus chères au monde :

Ma mère et mon père et mes sœurs.

A toute ma famille et Tous les amis et

Les enseignants du département De génie civil.

Une spéciale dédicace pour mes meilleurs Amis

Lotfi gasseb, younes sibachir, mohamed

lardjane, barmoul halim .

Résumé

Ce travail de fin d'études vise l'analyse comparative entre deux systèmes de contreventement selon le règlement parasismique algérien. A la suite d'une revue bibliographie sur les systèmes de contreventements, deux systèmes ont été choisis afin d'assurer la résistance et la stabilité d'une structure en (RDC+ 5 étages) en béton armé qui a été dimensionnée et calculée selon les règles en vigueur. Cette investigation entre un système de contreventement de type voiles porteurs (2) et portiques voiles (4b), est portée sur plusieurs facteurs. Les deux systèmes semblent similaires sur plusieurs paramètres à l'exception des efforts tranchants qui montre une différence de 20% entre les deux systèmes.

Mots clés : Contreventement, structure, comportement, voiles porteur, portiques voiles.

ملخص

هذا العمل لنهاية الدراسة يتمحور حول التحليل المقارن بين نظامي دعم وفق معايير المضادة للزلازل الجزائري. بعد رصد الأبحاث السابقة التي أجريت حول أنظمة التدعيم، تم اختيار نظامي دعم لمقاومة واستقرار الهيكل مكون من (طابق أرضي + 5 طوابق) من الخرسانة المسلحة، من خلال التحليل الزلزالي ونمذجة النظامين المختلفين. تمت هذه المقارنة بين نظام دعم جدران قص حاملة وبين نظام دعم عوارض مع الجدران وذلك في عدة عوامل. تظهر المقارنة توافق النظامين في الكثير من النتائج مع فرق في قوى القص يصل إلى 20% بين النظامين.

الكلمات المفتاحية: جدران القص، هيكل، السلوك، جدران دعم حاملة، عوارض مع الجدران.

Abstract

This work of end of study focus on a comparative investigation which had made between two bracing systems according to the algerian seismic regulation. After a literature review of bracing systems two bracing systems have been chosen to ensure the resistance and the stability of a reinforced concrete structure composed of a (ground floor + 5 stories) with, and with analysing an earthquake and modeling of different systems and comparing with them.

Comparison between results of the two systems are similar but there is a difference in shear forces among 20%.

Key words : Bracing systems, structure, behavior, wall bearing, frame wall.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Notations et symboles

Introduction Générale	01
Chapitre I: Aperçu sur les systèmes de contreventements	03
I.1. Introduction	04
I.2. Définition.....	04
I.3. Choix de contreventement	04
I.4. Contreventement général des structures	05
I.4.1. Contreventement des structures en béton armé.	05
I.4.1.1. Contreventement assuré par portiques.....	05
I.4.1.2. Contreventement assuré par pans rigides.	05
I.4.1.3. Contreventement triangulée.	06
I. 4.1.4. Contreventement avec voile en béton armé	06
I.4.1.5. Contreventement par remplissage en maçonnerie	07
I.4.2. Contreventement des structures en acier	07
I.4.2.1. Ossature contreventée par portiques autostables ductiles.....	07
I.4.2.2. Ossature contreventée par portiques autostables ordinaires.	07
I.4.2.3. Ossature contreventée par palées triangulées concentriques.	07
I.4.2.4. Ossature avec contreventements mixtes	09
I.5. Classification de quelque système de contreventements selon RPA 99 V 2003: [10]	09
I.5.1. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.	09
I.5.2. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé ..	09
I.5.3. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé	09
I.5.4. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles	10
I.6. Revue des anciennes études sur les systèmes de contreventements.	10
1. 6.1. Contreventements en acier.	10
1. 6.2. Contreventements en béton armé	11
I.7. Conclusion.	12
Chapitre II: Calcul et analyse technique des éléments de l'ouvrage.	13
II .I. Introduction	14
II.2. Les différents acteurs du projet	14
II.3. Règlements de calcul et moyens utilisés	14
II.4. Présentation du projet.	14
II.4.1. Caractéristiques géométriques	20
II.4.2. Ossature et système constructif adopté.	20
II.4.3. Caractéristiques géotechniques du sol.	22
II.4.4. Caractéristiques mécanique des matériaux	22
II.4.4.1. Le béton.....	22
II.4.4.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton.	23

II.4.4.3. Les aciers.....	27
II.5. Hypothèses de calcul aux états limites.....	30
II.5.1 Règle des trois pivots (B.A.E.L91 modifié99).....	31
II.5.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	32
II.6. Descente de charge.....	32
II.6. 1. Charges permanentes.....	32
II.6. 1.1 Plancher terrasse inaccessible.....	33
II.6. 1.2. Plancher étage courants.....	33
II.6. 1.3. Mur extérieur (double cloison).....	34
II.6. 1.4. Mur intérieur.....	35
II.6. 1.5. Acrotère.....	35
II.6. 1.6. Balcon.....	36
II.6. 1.7. Escaliers.....	36
II.6. 1.7.1 Paillasse.....	37
II.6. 1.7.2. Palier.....	37
II.6. 2. Charges d'exploitation.....	38
II.6. 2.1. Loi de dégression des charges d'exploitations.....	38
II.7. Pré-dimensionnement des planchers.....	39
II.7.1. Plancher à corps creux.....	39
II.7.1.1. Condition de rigidité.....	39
II.7.1.2. Dalle pleine.....	40
II.8. Pré-dimensionnement des poutres.....	42
II.9. Pré-dimensionnement des poteaux.....	43
II.9. 1. Poteau le plus sollicité.....	43
II.9.2. Exemple de calcul.....	45
II.10. Pré dimensionnement des voiles.....	48
II.10.1. Pour RDC, 1er au 5ème étage.....	49
II.11. Dimensionnement des poutrelles.....	49
II.11.1. Disposition des poutrelles.....	50
II.12. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	51
II.12.1. Méthode forfaitaire.....	51
II.12.1.1. Principe de calcul.....	51
II.12.1.2. Les valeurs des moments aux appuis.....	52
II.12.1.3. Effort tranchant.....	52
II.12.2. Planchers étages courant.....	53
II.12.2.1. Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants.....	53
II.12.2.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations.....	53
II.12.2.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	54
II.12.2.4. Calcul des sollicitations.....	54
II.12.2.5. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU).....	57
II.12.2.6. Ferrailage en travée.....	57
II.12.2.7. Ferrailage Sur appuis.....	59
II.12.2.8. Appuis de rive.....	59
II.12.2.9. Les vérifications.....	60

II.12.2.9.1. Vérification à L' E .L .S.....	63
II.13. Plancher terrasse	69
II.12.2.1. Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants	69
II.13.1.1. Choix de la méthode de calcul des sollicitations... ..	70
II.13.1.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	70
II.13.1.3. Calcul des sollicitations	70
II.13.1.4. Ferrailage en travée	73
II.13.1.5. Ferrailage Sur appuis.....	74
II.13.2.1. Vérification à L' E .L .S.....	78
II.14. Calcul le ferrailage de la dalle de compression	84
II.15. Calcul des éléments non structuraux.....	85
II.15.1. Etude de l'acrotère	85
II.15.1.1. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.	85
II.15.1.2. Calcul de l'excentricité.....	86
II.15.1.3. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue	86
II.15.1.4. Calcul du ferrailage (E. L. U. R).....	86
II.15.1.4. 1. Calcul des moments réduits	87
II.15.1.4.2. Vérification de l'existence des armatures comprimés A'.....	87
II.15.1.4.3. Calcul des paramètres caractéristiques de la section.....	87
II.15.2. Détermination de la section théorique des aciers tendus.....	87
II.15.2.1. Section d'armatures en flexion simple.....	87
II.15.2.3. Espacement D'après le B.A.E.L 91	88
II.15.2.4. Armatures de répartition.....	88
II.15.2.4.1. Espacement D'après B.A.E.L91	88
II.15.2.4.2. Vérifications.....	88
II.15.3. Calcul des balcons	90
II.15.3.1. Evaluation des charges et surcharges	90
II.15.3.2. Combinaisons des charges.....	90
II.15.3.3. Calcul de la charge concentrée	90
II.15.3.4. Calcul des moments et des efforts tranchant	90
II.15.3.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R	91
II.15.3.5.1. Condition non fragilité	91
II.15.3.5.2. Les armatures de répartition Ar	92
II.15.3.5.3. Les vérifications	92
II.15.3.5.4. Vérification a l'E.L.S	92
II.15.3.5.5. Armatures de répartitions	93
II.15.3.5.5.1 Vérification de la flèche	93
II.15.4. Étude d'escaliers	94
II.15.4.1. Dimensions des escaliers	94
II.15.4.2. Dimensionnement des Marches et contre marches	95
II.15.4.3. Evaluation des charges et surcharges	96
II.15.5. Calcul des sollicitations.....	96
II.15.5.1. État limite ultime (E.L.U.R)	96
II.15.5.2. Calcul de ferrailage de l'escalier à l'E.L.U.R.....	97

II.16.5.3. Condition de non fragilité.....	98
II.16.5.3.1. Les Vérifications	100
II.15.3.5.1. Condition non fragilité	100
II.16.5.3.2. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S	100
II.17. Étude de la poutre palière	102
II.17.1. Dimensionnement	102
II.17.1.1. Vérifications des conditions du R.P.A 99/Version 2003	102
II.17.1.2. Charges supportées par la poutre	102
II.17.1.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U	102
II.17.1.2. Charges supportées par la poutre	102
II.17.1.4.Calcul du ferrailage à l'E.L.U	103
II.17.1.4.1. Vérifications de la poutre palière	104
II.17.1.4.2.Ferrailage des armatures transversales	105
II.17.1.4.3.Calcul de la flèche	105
II.17.1.4.4.Calcul de la poutre palière à la torsion	105
II.17.1.4.5.Volée	106
Chapitre III: Etude dynamique comparative.....	107
III.1. Introduction.....	107
III.2.1.Présentation des systèmes de contreventement étudié	107
III.2.2.Présentation de la structure	108
III.2.3 Justification du choix du coefficient de comportement.....	109
III.3.1. Détermination et vérification de l'excentricité.....	109
III.3.2. Vérification de l'excentricité (Art 4.3 RPA99 Version 2003)	110
III.4. Le poids total de la structure « W » (Formule 4.5/ RPA99 Version 2003)	111
III.5. Spectre de réponse RPA 99 Version 2003.....	112
III.6. Détermination des différents facteurs et coefficients selon RPA99 version 2003	113
III.7. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	115
III.8.Analyse modale spectrale	116
III.8.1.Principe	116
III.8.2.Modélisation.....	116
III.8.3.Détermination et vérification de la période.....	116
III.8.4. Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA99 Version 2003)	116
III.8.5. Pourcentage de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99version 2003) .	117
III.8.6.1. La vérification des modes : Système 4b	118
III.8.6.2. La vérification des modes : Système 2	119
III.9. Détermination et vérification de l'effort tranchant (la force sismique).....	121
III.9.3. Vérification des efforts normaux (Art 7.1.3.RPA99 Version 2003)	122
III.9.4. Détermination et vérification des déplacements	123
III.9.5. Détermination des déplacements par le logiciel ETABSV.9.6.0	123
III.9.6. Vérification de l'effet P-Delta.....	124
II.9.7. Détermination des valeurs par logiciel ETABSV.9.6.0	125
III.9.7.1. Vérification de l'effet P- Δ (Art 5.9 RPA99 Version2003)	125
III.9.8. Vérification au renversement (Art 4.4.1 RPA99 Version2003).....	126
III.9.9. Sens longitudinal (Lx = 23 m).....	126

III.9.10. Sens transversal ($L_y = 13,6\text{m}$).....	126
III.10. Conclusion	127
Conclusion générale	128
Références Bibliographiques	

Liste des Figures

Figure I.1 : Système de contreventement [3].	04
Figure I.2 : Ossature en portiques [1,4].	05
Figure I.3 : Pans de contreventements triangulés [1,4].	06
Figure I.4 : Contreventement avec voile en béton armé [5,6].	06
Figure I.5 : Contreventement par remplissage en maçonnerie [5].	07
Figure I.6 : Ossatures en portique autostables [7].	07
Figure I.7 : Contreventement par des barres en X [8].	08
Figure I.8: Contreventement par des barres en V [8].	08
Figure I.9 : Contreventement en K [8].	08
Figure I.10 : Contreventement trapèze [9].	09
Figure I.11 : Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b) [11].	10
Figure II.1 : Plan de masse.	15
Figure II.2 : Façade principale de la structure.	16
Figure II.3 : Coupe transversale de la structure.	17
Figure II.4 : Plan Etage courant de la structure.	18
Figure II.5 : Plan terrasse.	19
Figure II.6 : Diagramme parabole rectangle	25
Figure II.7 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.	26
Figure II.8 : Diagramme déformation- contrainte.	28
Figure II.9 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.	31
Figure II.10 : Terrasse inaccessible.	33
Figure II.11 : Plancher étage courant, R.D.C.	33
Figure II.12 : Détail mur extérieur.	34
Figure II.13 : Détail d'un mur intérieur	35
Figure II.14 : Schéma d'acrotère.	35
Figure II.15 : Schéma représente détaille d'une dalle pleine.	36
Figure II.16 : Schéma d'un escalier.	36
Figure II.17 : Coupe du plancher à corps creux	39
Figure II.18 : Le poteau le plus sollicité	44
Figure II.19 : Coupe de voile en élévation.	48
Figure II.20 : Dimensionnement des poutrelles.	50
Figure II.21 : Disposition des poutrelles.	50
Figure II.22 : Schéma d'une poutre continue.	51
Figure II.23 : Diagrammes du moment corrigé.	51
Figure II.24 : Diagramme de l'effort tranchant.	53
Figure II.25 : Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.	54
Figure II.26 : Diagramme des moments fléchissant M [KN.m].	56
Figure II.27 : Diagramme des efforts tranchants T [KN].	56
Figure II.28 : La section de la poutrelle calculée (en T)	57
Figure II.29: Position de l'axe neutre.	58
Figure II.30: Compression de la bille d'about.	62
Figure II.31: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives RDC, étages courant.	69
Figure II.32: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires RDC, étages courant.	69

Figure II.33: Types de poutrelles dans le plancher terrasse pour exemple de calcul.....	70
Figure II.34 : Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELU.....	72
Figure II.35: Diagramme des efforts tranchants T [KN] à ELU.....	72
Figure II.36: Position de l'axe neutre.....	73
Figure II.37: Compression de la bille d'about.....	77
Figure II.38: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives Plancher terrasse.....	83
Figure II.39: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires Plancher terrasse.....	83
Figure II.40: Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	84
Figure II.41: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	85
Figure II.42:Section d'acrotère à ferrailer.....	86
Figure II.43: Schéma d'acrotère de ferrailage.....	89
Figure II.44: Schéma représente type de balcon.....	90
Figure II.45: Schéma représente le type de balcon.....	91
Figure II.46: Schéma de ferrailage du balcon.....	93
Figure II.47: Les éléments d'une volée d'escalier.....	94
Figure II.48: Vu en plan de l'escalier.....	95
Figure II.49: Schéma statique de l'escalier.....	95
Figure II.50: Schéma statique des charges de l'escalier.....	96
Figure II.51: Section d'escalier à ferrailer.....	98
Figure II.52: Ferrailage de l'escalier.....	102
Figure II.53:Diagramme du moment pour la poutre palière.....	103
Figure II.54: La poutre palière à la torsion.....	106
Figure II.55: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	106
Figure III.1 :Vue en plan. « Système 4b ».....	108
Figure III.2 :Vue en 3D « système 4b ».....	108
Figure III.3 : Vue en plan « Système 2 ».....	108
Figure III.4 : Vue en 3D « système 2 ».....	108
Figure III.5 : Disposition des voiles « système 4b ».....	108
Figure III.6 : Disposition des voiles « système 2 ».....	108
Figure III.7 :Système brochette.....	111
Figure III.8 :Le poids total de différents modèles.....	112
Figure III.9 :Spectre de réponse des deux systèmes.....	115
Figure III.10:La période des deux systèmes.....	117
Figure III.11:Variation de la période de différents systèmes.....	117
Figure III.12 : Mode1 du système 4b (Translation selon Y-Y). T= 0.421458 s.....	118
Figure III.13 : Mode 2 de système 4b (Translation X-X).T= 0.417069 s.....	119
Figure III.14 : Mode 3 du système 4b (Rotation autour de Z-Z). T = 0.270234 s.....	119
Figure III.15 : Mode 1 de système 2 (Translation X-X).....	119
Figure III.16 :Mode 2 de système 2 Translation (Y-Y).....	120
Figure III.17 :Mode 3 de système 2 (Rotation).....	120
Figure III.18 :L'effort tranchant dans le sens X-X.....	121
Figure III.19:L'effort tranchant dans le sens Y-Y.....	122
Figure III.20:Les déplacements en terme des étages sens X-X.....	124
Figure III.21:Les déplacements en terme des étages sens Y-Y.....	124

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Règlements de calcul et moyens utilisés.....	14
Tableau II.2 : Caractéristiques géométriques.....	20
Tableau II.3 : Ossature et système constructif adopté.....	20
Tableau II.4 : Les caractéristiques géotechniques du sol	22
Tableau II.5 : Principaux caractéristiques et avantages de béton	23
Tableau II.6 : Contrainte de calcul aux états limites	29
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des hypothèses de calcul aux états limites.	30
Tableau II.8 : Les déformations limitent du pivot.....	31
Tableau II.9 : Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	32
Tableau II.10 : Charge et surcharge du plancher terrasse.....	33
Tableau II.11 : Charge et surcharge des étages courants, R.D.C.....	34
Tableau II.12 : Charge et surcharge des murs extérieurs	34
Tableau II.13 : Charge et surcharge des murs intérieurs.	35
Tableau II.14 : La descende des charges d'une dalle pleine.....	36
Tableau II.15 : Charges et surcharge du paillasse	37
Tableau II.16 : Charges et surcharge du palier.	37
Tableau II.17 : Dégression des charges d'exploitations.....	38
Tableau II.18 : Pré-dimensionnement de la dalle pleine	40
Tableau II.19 : Pré-dimensionnement des poutres.....	42
Tableau II.20 : L'effort normal ultime Nu selon les règles du B.A.E.L91	44
Tableau II.21 : Effort normal ultime due à chaque niveau Nu	45
Tableau II.22 : Pré-dimensionnement des poteaux (a, b).....	46
Tableau II.23 : Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux.	48
Tableau II.24 : Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.....	49
Tableau II.25 : Les différents types de poutrelles dans le plancher RDC, étages courants... ..	53
Tableau II.26 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	54
Tableau II.27 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.....	54
Tableau II.28 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).....	56
Tableau II.29 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles RDC.	57
Tableau II.30 : Vérification des compressions.....	63
Tableau II.31 : Les différents types de poutrelles dans le plancher terrasse	69
Tableau II.32 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	70
Tableau II.33 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.....	70
Tableau II.34 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse).....	72
Tableau II.35 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	72
Tableau II.36 : Vérification des compressions.....	78
Tableau II.37 : Calcul des sollicitations... ..	86
Tableau II.38 : Calcul de ferrailage de balcon.	91
Tableau II.39 : Calcul les efforts tranchants de l'escalier.	97
Tableau II.40 : Calcul de ferrailage d'escalier en travée	98
Tableau II.41 : Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis	99
Tableau II.42 : Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée.	103
Tableau II.43 : Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis.....	104
Tableau II.44 : Vérification des différentes conditions (poutre palière)... ..	104
Tableau III.1 : Présentation des systèmes structurels de l'ouvrage.....	107
Tableau III.2 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques.	109
Tableau III.3: Répartition des charges horizontales.	109
Tableau III.4 : Vérification de l'excentricité à partir du logiciel ETABS « Système 4b ».	110
Tableau III.5: Vérification de l'excentricité « Système 2 ».....	110
Tableau III.6 : Valeurs des poids cumulés et poids d'étage	111

Tableau III.7: Le poids total de la structure.....	111
Tableau III.8 : Les données du spectre réglementaire.....	112
Tableau III.9: Valeurs de la pénalité P_q	113
Tableau III.10 : La force sismique V_x ; V_y	115
Tableau III.11: Détermination de la période par le logiciel ETABS.....	116
Tableau III.12 : Vérification de la période..	116
Tableau III.13: Pourcentage de la participation de la masse modale « Système2»	117
Tableau III.14 : Pourcentage de la participation de la masse modale « Système 4b».....	118
Tableau III.15: Pourcentage de la participation de la masse modale des deux systèmes	118
Tableau III.16 : La vérification des modes	120
Tableau III.17: L'effort tranchant à la base	121
Tableau III.18 : Vérification des efforts tranchant (la force sismique).	121
Tableau III.19: Vérification des efforts normaux « Système 4b ».....	122
Tableau III.20 : Vérification des efforts normaux « Système 2 ».....	122
Tableau III.21: Les efforts normaux maximaux.	122
Tableau III.22 : Déplacements latéraux inter-étage dans les deux sens« système 4b»	123
Tableau III.23: Déplacements latéraux inter-étage dans les deux sens « système 2»	123
Tableau III.24 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans les deux sens « Système 4b ».....	125
Tableau III.25 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans les deux sens « Système2 ».....	125
Tableau III.26: Vérification au renversement au sens longitudinal.	126
Tableau III.27 : Vérification au renversement au sens transversal... ..	126

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service,
E.L.U	État Limite Ultime,
C^{te}	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
A_{max} , A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_o	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,

b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	Hauteur utile d'une section,
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j-jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j-jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	Rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	Hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$h = 15$	Coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
ϵ_s	Allongement relatif des aciers tendus,
ϵ_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimés,
ϵ_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s) ,
π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S

σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

Introduction Générale

Introduction générale :

La stabilité des structures est un domaine complexe et multidisciplinaire qui nécessite l'expertise de professionnels qualifiés en ingénierie civile et structurelle. Les réglementations et les codes de construction jouent également un rôle important dans l'établissement de normes minimales pour la sécurité et la stabilité des constructions.

La stabilité d'un ouvrage est déterminée par les précautions et les dispositions prises par le concepteur pour éviter que l'ouvrage ne s'affaisse pendant sa durée de vie. En effet, les ouvrages et les constructions (bâtiments, charpentes, barrages, ponts,...etc.) doivent résister à un certain nombre de sollicitations ou charges dans des conditions habituelles (charge de service, neige, vent... etc.) ou même exceptionnelles (accident, choc, séisme,... etc.) sans dommage et sans mettre en danger les occupants.

Les systèmes de contreventement jouent un rôle important pour assurer la stabilité et la résistance des structures en béton armé aux forces latérales,. Ces systèmes sont conçus pour absorber et redistribuer les charges horizontales, telles que celles générées par le vent ou les séismes, afin de prévenir les déformations excessives et les défaillances structurales.

L'étude comparative de la stabilité d'une structure en béton armé contreventée par deux systèmes de contreventement est une démarche essentielle dans le domaine de l'ingénierie structurelle. L'objectif principal de ce travail est de déterminer quel système de contreventement offre la meilleure performance en termes de stabilité, de résistance aux charges et de comportement structurel.

La problématique de l'investigation dans la stabilité d'un bâtiment en béton armé (R+5) à usage d'habitation contreventée par deux systèmes de contreventement, dans le cadre d'une étude comparative, pourrait être la suivante :

Quel est l'impact de différents systèmes de contreventement sur la stabilité d'une structure en béton armé et comment peuvent-ils être comparés pour déterminer le système le plus efficace ?

Cette problématique soulève plusieurs questions clés :

1- Quels sont les systèmes de contreventement disponibles pour les structures en béton armé et comment sont-ils conçus et mis en œuvre ?

2- Quels sont les critères de stabilité et de performance des systèmes de contreventement ? Comment peuvent-ils être évalués et comparés de manière objective ?

3- Comment modéliser numériquement la structure en béton armé avec les deux systèmes de contreventement et quels types d'analyses sont nécessaires pour évaluer leur comportement ?

Plan du travail :

Pour discuter la problématique, nous avons structuré notre mémoire en trois chapitres organisés comme suit :

- Dans un 1^{er} chapitre des généralités sur les différents types de contreventement ont été citées ;
- Le 2^{ème} chapitre a été consacré sur une présentation de l'ouvrage et le calcul des différents éléments de la structure ;
- Le 3^{ème} chapitre s'intéresse à l'analyse statique et dynamique des deux systèmes de contreventements.

Pour mener à bien cette investigation, une modélisation numérique d'un bâtiment en béton armé (R+5) à usage d'habitation est réalisée à l'aide de logiciels de simulation structurelle avancés (ETABS). Les charges sont appliquées sur la structure modélisée et les analyses statiques et dynamiques sont effectuées pour évaluer les performances des deux systèmes de contreventement.

Enfin les résultats obtenus sont comparés et interprétés afin de formuler des conclusions précises.

Chapitre I :

Aperçu sur les systèmes de contreventements

I.1. Introduction :

Une description détaillée des configurations typiques de contreventement constitue la première partie de ce chapitre. Les avantages et les inconvénients de ces systèmes de contreventement, ainsi que les recommandations réglementaires applicables sont répertoriés. La partie deux présente les modèles structurels utilisés, les hypothèses de calcul et les techniques d'analyse dynamique utilisées.

I.2. Définition :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'une structure contre les efforts horizontaux résultant de toute action sur la structure (vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties d'ouvrages (poutres, poteaux) vis-à-vis des phénomènes d'instabilité (déversement ou flambage).

I.3. Choix de contreventement :

Les contreventements assurent la stabilité horizontale et verticale d'une structure en cas de séisme. Le rôle des contreventements horizontaux est de transférer les effets latéraux aux éléments verticaux, appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne doivent pas être affaiblis par des ouvertures surdimensionnées ou un mauvais positionnement qui peut nuire à leur résistance et leur rigidité. Éviter Les diaphragmes flexibles pour résister au déversement des murs notamment en maçonnerie. [1]

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- **Leur nombre** : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- **Leur disposition** : ils sont placés le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- **Leur distribution verticale** : doit être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation et en torsion. [2]



Fig I-1 – Système de contreventement [3].

I.4. Contreventement général des structures :

La première préoccupation du concepteur est de prendre des précautions pour assurer la stabilité de l'ensemble, notamment le contreventement de l'ensemble du bâtiment. Le but de ces réglementations n'est pas seulement d'assurer la résistance aux efforts horizontaux pris en compte dans les calculs, tels que ceux causés par l'action du vent, s'assurer que les bâtiments peuvent supporter les effets de certaines charges sans dommage excessif. Les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées. Ces problèmes sont particulièrement aigus dans les bâtiments à plusieurs étages. [4]

Les solutions susceptibles d'être choisies pour assurer le contreventement général des bâtiments sont évidemment liées aux :

- Contraintes qui peuvent être imposées par le parti architectural;
- du matériel dont dispose l'entreprise.

I.4.1. Contreventement des structures en béton armé:

I.4.1.1. Contreventement assuré par portiques :

Le portique doit être conçu pour résister aux forces horizontales ainsi qu'à la gravité. La résistance signifie la rigidité du nœud. Cette solution se traduit généralement par des sections de béton et d'armatures plus importantes et un placement de ferrailage plus complexe que celui couramment utilisé dans la plupart des constructions de bâtiments courantes.

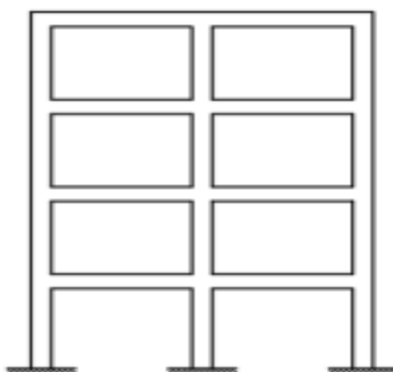


Fig I-2 – Ossature en portiques [1,4]

I.4.1.2. Contreventement assuré par pans rigides :

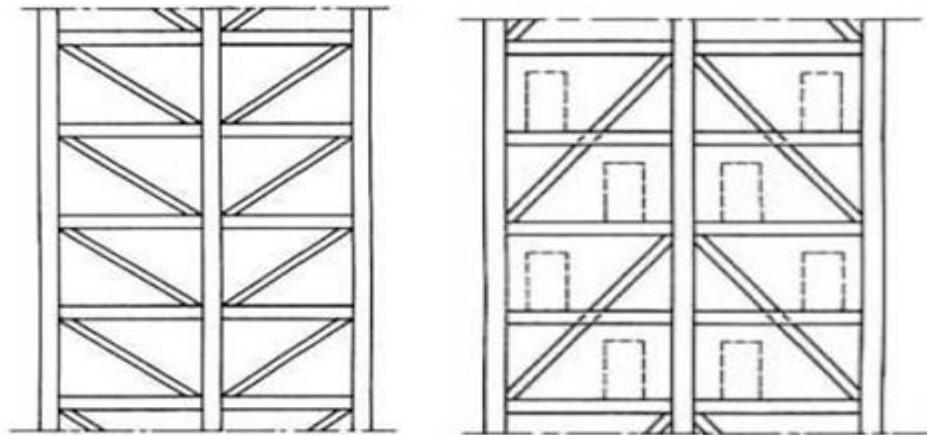
La rigidité des pans de contreventement peut être assurée :

- soit par des triangulations en béton armé ;
- soit par des voiles en béton armé ;
- soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé [4].

I.4.1.3. Contreventement triangulé :

Dans le premier cas, la présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement :

on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages. La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendue moins facile.



a- Sur la hauteur d'un étage b- Sur la hauteur de deux étages

Fig I-3 – Pans de contreventements triangulés [1,4]

I. 4.1.4. Contreventement avec voile en béton armé :

Les solutions de contreventement avec des voiles en béton armé sont très courantes. ces derniers en forme rectangulaire allongée sont disposés transversalement au bâtiment et constituent également les éléments de transmission des charges verticales sans nécessairement renforcés par des poteaux. Par conséquent, dans des conditions économiques, la transmission des charges gravitationnelles et le renforcement latéral du bâtiment sont garantis. Évidemment, surtout marqué pour les entreprises disposant d'équipements de coffrage adaptés : banches et coffrages-tunnels. La fixation longitudinale d'un même bâtiment peut également être réalisée au moyen de voiles placées dans le plan de la façade et des refends longitudinaux. [5,6]



Fig I-4 – Contreventement avec voile en béton armé [5,6]

I.4.1.5. Contreventement par remplissage en maçonnerie :

La solution consiste à assurer le contreventement avec des remplissages en maçonnerie d'une résistance suffisante, qu'il convient de conserver, en particulier dans les bâtiments à nombre d'étages limité. Bien entendu, la maçonnerie en question ne doit pas disparaître ni nécessiter de modification. Cette condition est généralement remplie par une séparation entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints, ou de pignons.



Fig I-5 – Contreventement par remplissage en maçonnerie [5]

I.4.2. Contreventement des structures en acier:

I.4.2.1. Ossature contreventée par portiques autostables ductiles:

L'ossature complète (cadres inclus) reprend la totalité des charges verticales. Les portiques autostables ductiles reprennent à eux seuls la totalité des charges horizontales.

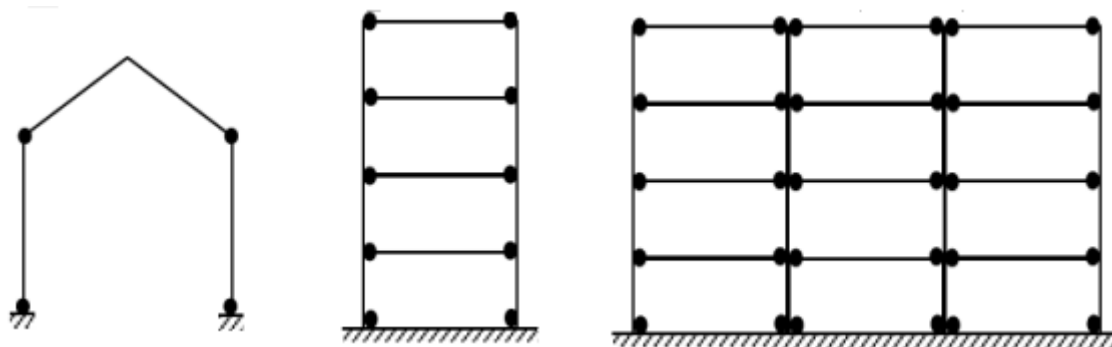


Fig I-6 – Ossatures en portique autostables [7]

I.4.2.2. Ossature contreventée par portiques autostables ordinaires:

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales.

I.4.2.3. Ossature contreventée par palées triangulées concentriques:

L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales et les palées reprennent la totalité des charges horizontales. Dans cette classe de contreventement, on distingue deux (02) sous classes, soit des palées en X et en V (les palées en K n'étant pas autorisées).

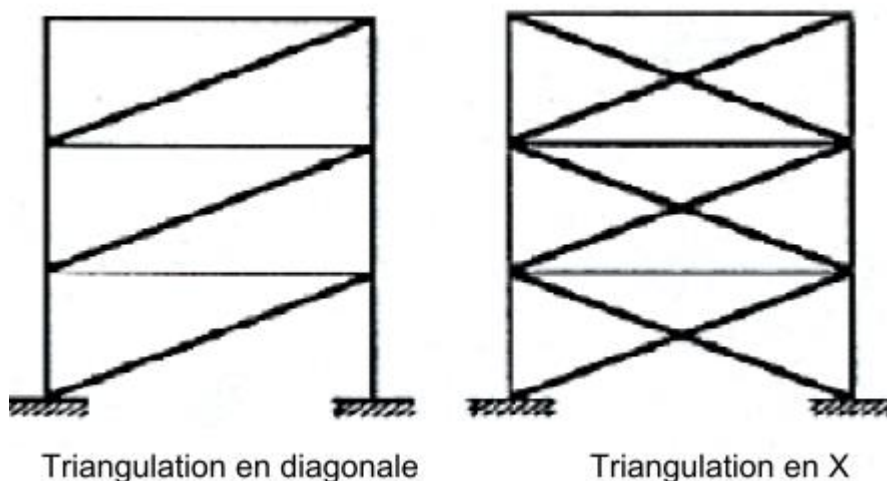


Fig I-7 – Contreventement par des barres en X [8]

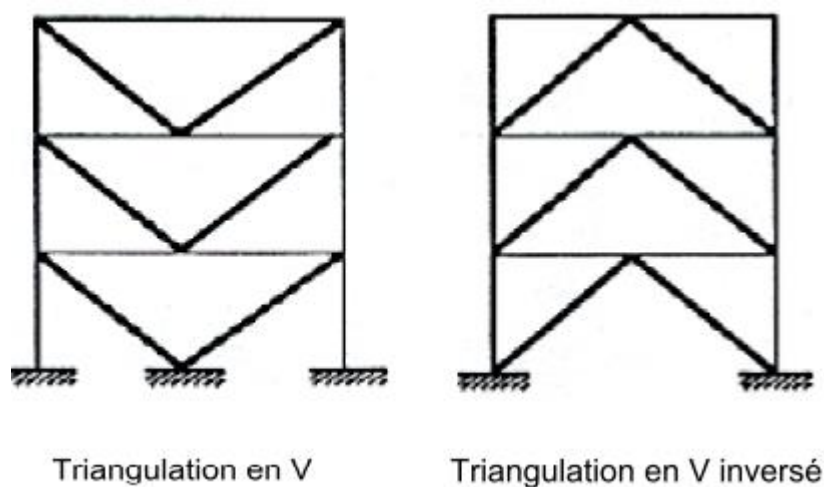


Fig I-8 – Contreventement par des barres en V [8]

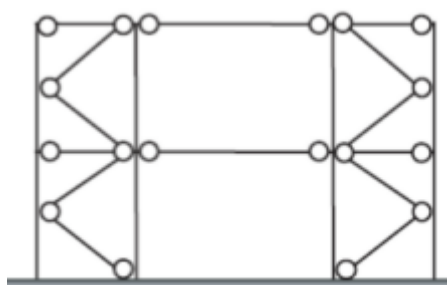


Fig I-9 – Contreventement en K [8]

Les contreventements trapèze sont utilisés dans les régions sismiques et permet de prévoir des portes et des couloirs dans les baies contreventées.

Les cadres de contreventement excentrique peuvent présenter une caractéristique plus ductile et des capacités de dissipation d'énergie supérieures à celles d'un cadre à contreventement concentrique dans le même matériau. [9]

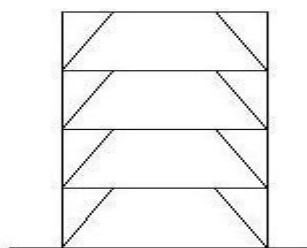


Fig I-10 – Contreventement trapèze [9]

I.4.2.4. Ossature avec contreventements mixtes:

Dans le cas développé ici, les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Un contreventement mixte est une combinaison de deux types de contreventement. Il s'agit notamment des portiques ou des cadres autostables ductiles couplés avec, soit des palées triangulées en V, soit des palées triangulées en X, ou se rapprochant du V (système en double bécaille). L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales. Les contreventements mixtes (cadres + palées) reprennent la totalité des charges horizontales globales. Les cadres et les palées doivent être calculés pour résister à l'effort horizontal qui sera partagé au prorata de leur raideurs et en tenant compte des interactions à tous les niveaux.

Les cadres autostables ductiles doit pouvoir supporter à elle seule au moins 25 % de la charge horizontale totale.

I.5. Classification de quelque système de contreventements selon RPA 99 V 2003: [10]

I.5.1. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

Le système se compose de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

I.5.2. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

I.5.3. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

Cependant, dans la zone sismique III, le portique doit être vérifié avec un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Ce système de contreventement limite la hauteur du bâtiment à 10 niveaux soit un maximum de 33 m.

I.5.4. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont supportées simultanément par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

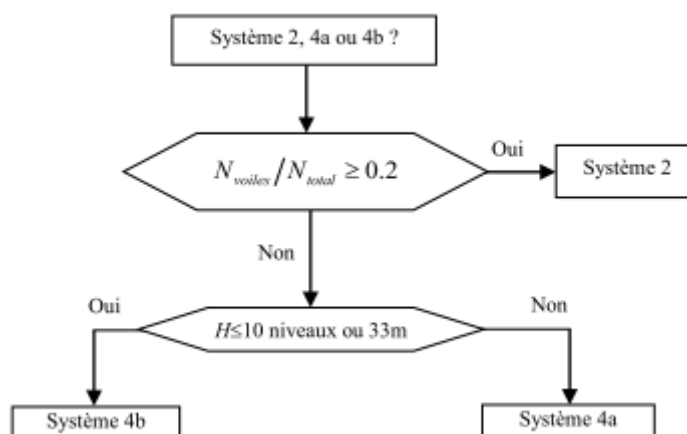


Fig I-11 – Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b) [11]

I.6. Revue des anciennes études sur les systèmes de contreventements:

1. 6.1. Contreventements en acier:

Derghal Assia [9] à étudier l'effet du type et de l'emplacement du système de contreventement sur le comportement des structures métalliques à joint semi-rigide.

Deulkar et al. [12] ont mené une étude sur les systèmes de contreventement, en utilisant cinq types configurations différentes. Leur objectif était de comparer la réduction du déplacement du toit grâce à l'analyse des systèmes de contreventement. Le contreventement en V inversé a moins de déplacement que les autres types de contreventement.

A. Larabat, Ziane et T. Branci [13], à partir de trois méthodes réglementaires du code parasismique Algérien (RPA 2003), ont montré que le contreventement par des palées triangulées centrés en X, V et en V inversé et excentrés en K et V, affectent la réponse sismique des structures métalliques.

Zasiah Tafheem et al [14] ont étudié le comportement structurel de la construction en acier avec une comparaison entre les contreventements concentrique et excentrique.

Z.A. Siddiq et al [15] ont publié un article dans lequel ils proposent d'étudier l'utilisation des différents types des contreventements pour des constructions élevées. En effet, quand un grand bâtiment subit des déformations latérales ou de torsion sous l'action de charge de vent fluctuants, le mouvement oscillatoire qui en résulte peut induire une vaste gamme de réactions chez les occupants du bâtiment, allant d'un léger désagrément jusqu'à des nausées aiguës.

En conséquence, la rigidité latérale est un facteur important dans la conception des bâtiments de grande hauteur.

Bourai Benamar et Ouslim Hicham [16] ont présenté une étude comparative du choix et du positionnement du contreventement en fonction de la réponse structurelle.

Sachin Metre et al [17] ont publié un article dans lequel l'analyse d'un bâtiment de 25 étages avec une ossature métallique de dimensions (25×15) m a été effectuée dans deux zones différentes pour un type de sol spécifique.

Belaidouni Sarah [18] a étudié l'influence du type de contreventement sur la réponse d'une structure métallique.

1. 6.2. Contreventements en béton armé:

Paulay et al. [19] ont étudié le comportement des systèmes de contreventement en béton armé sous charges sismiques. Les chercheurs ont proposé des critères de conception pour optimiser les performances du contreventement en termes de rigidité, de résistance et de ductilité.

Mahboub lotfi et Moulessehoul sid ahmed [20] ont examiné le comportement des systèmes de contreventement en béton armé par matériaux composites. Les chercheurs ont proposé des critères de conception pour améliorer les performances sismiques des structures en béton armé par matériaux composites et ont évalué leur efficacité par rapport à d'autres systèmes de contreventement.

Dilip J. Chaudhari et al. [21] ont analysé le comportement d'une conception parasismique en se basant sur les performances d'un bâtiment en béton armé.

Miranda et al. [22] ont développé une base de données pour organiser, stocker et récupérer facilement les informations de performance sismique pour les composants non structuraux et le contenu des bâtiments commerciaux.

Aliouche Karim et Boudouda Rabah [23] ont étudié un Bâtiment à contreventement mixte (voiles et portiques).

Berrouba Bekhta et Berrebia Ouisseme [24] ont étudié l'influence de l'emplacement des voiles sur le comportement sismique des bâtiments en béton armé.

Besri et Loudjani [25] ont effectué une modélisation et une analyse sismique de structures en béton armé avec différents types de contreventements.

Ces études ont entre autres contribué à faire progresser les connaissances sur les systèmes de contreventement en béton armé. Ces développements ont permis de développer des méthodes de conception plus précises, d'améliorer les performances parasismiques des ouvrages en béton armé et d'assurer la sécurité des bâtiments en zone sismique.

I.7.Conclusion

Les systèmes de contreventement jouent un rôle très important pour assurer la stabilité structurelle contre les charges horizontales, telles que les forces sismiques et le vent.

Les systèmes de contreventement sont des éléments essentiels dans la conception et la construction de structures qui résistent aux charges horizontales. Les contreventements peuvent prendre différentes formes, telles que les voiles en béton armé, les cadres en acier, les poutres en acier ou les systèmes de contreventement mixte.

Le choix du système de contreventement dépend des contraintes spécifiques du projet (type de structure, zone sismique, la nature du sol, contraintes architecturales et le coût,...etc.) de la performance attendue et des préférences du concepteur.

Chapitre II:
Calcul et analyse technique des
éléments de l'ouvrage

II.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment étudié, les propriétés des matériaux, et le calcul des éléments structuraux et non structuraux.

II.2. Les différents acteurs du projet

- **Maître d'ouvrage** : office promotion et de gestion immobilière (**OPGI**) de Tissemsilt.
- **Maître d'œuvre** : cabinet d'étude technique d'architecture et de construction wilaya de Chlef.

Contrôle technique : contrôle technique de construction (**C.T.C**) de Tissemsilt.

II.3. Règlements de calcul et moyens utilisés

Tableau II-1 :Règlements de calcul et moyens utilisés

Règlements	Moyens et logiciels
<ul style="list-style-type: none"> • DTR BC-2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation. • DTR BC -2.41 :Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93. • DTR BC- 2.48 : Règles Parasismique Algérienne RPA 99 Version 2003. • BAEL91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites 	<ul style="list-style-type: none"> • ETABS V 9.0.6 (Extended 3D (Three-Dimensional) Analysis of Building Systems

II.4. Présentation du projet

Notre projet consiste à l'investigation dans la stabilité d'une structure en béton armé contreventée par deux systèmes de contreventement cas d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez-de-chaussée plus cinq étages, implanté à la commune de **TISSEMSILT**, la wilaya de **TISSEMSILT** qui est une zone de moyenne sismicité (**IIa**) d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**)[10].

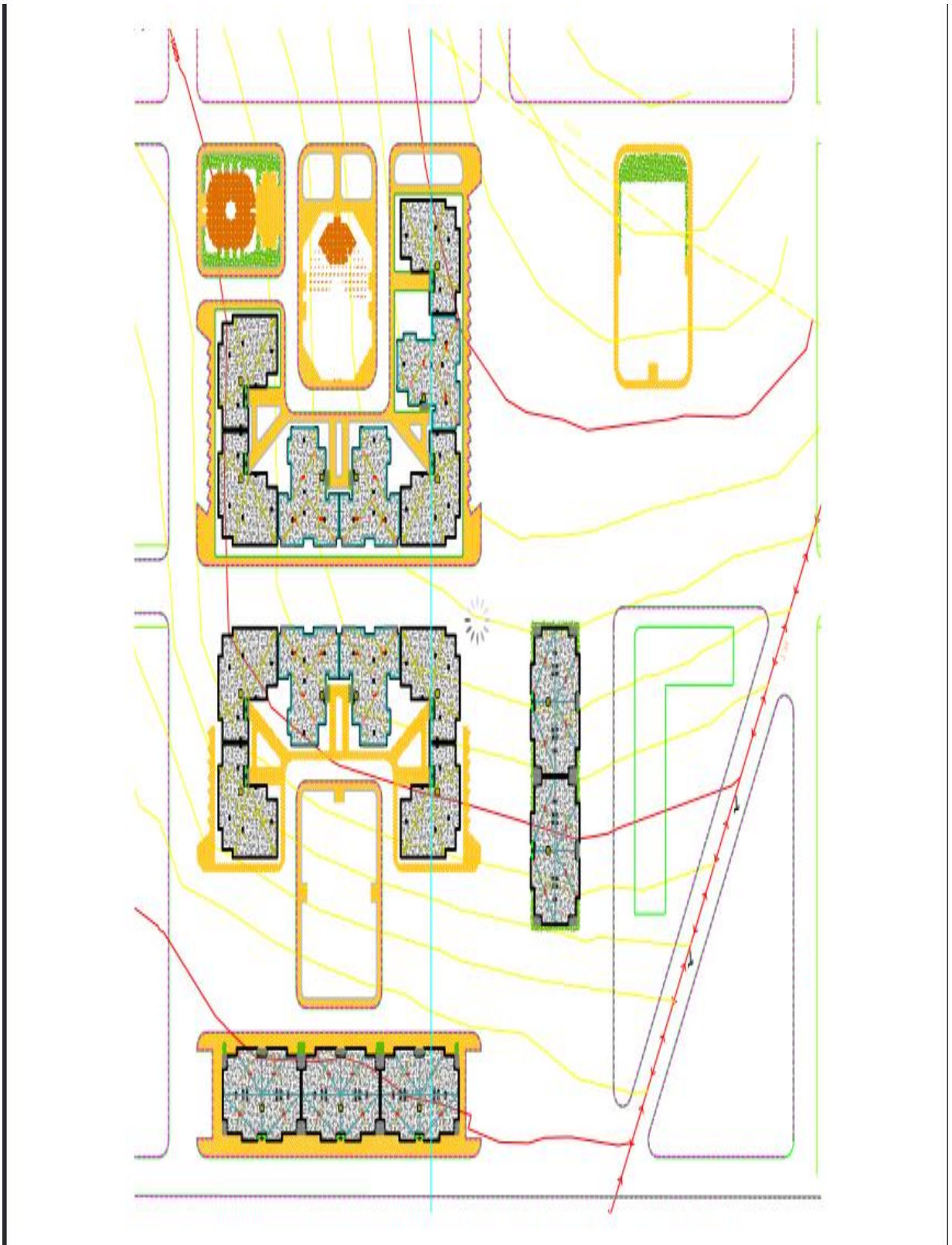


Fig II-1 – Plan de masse

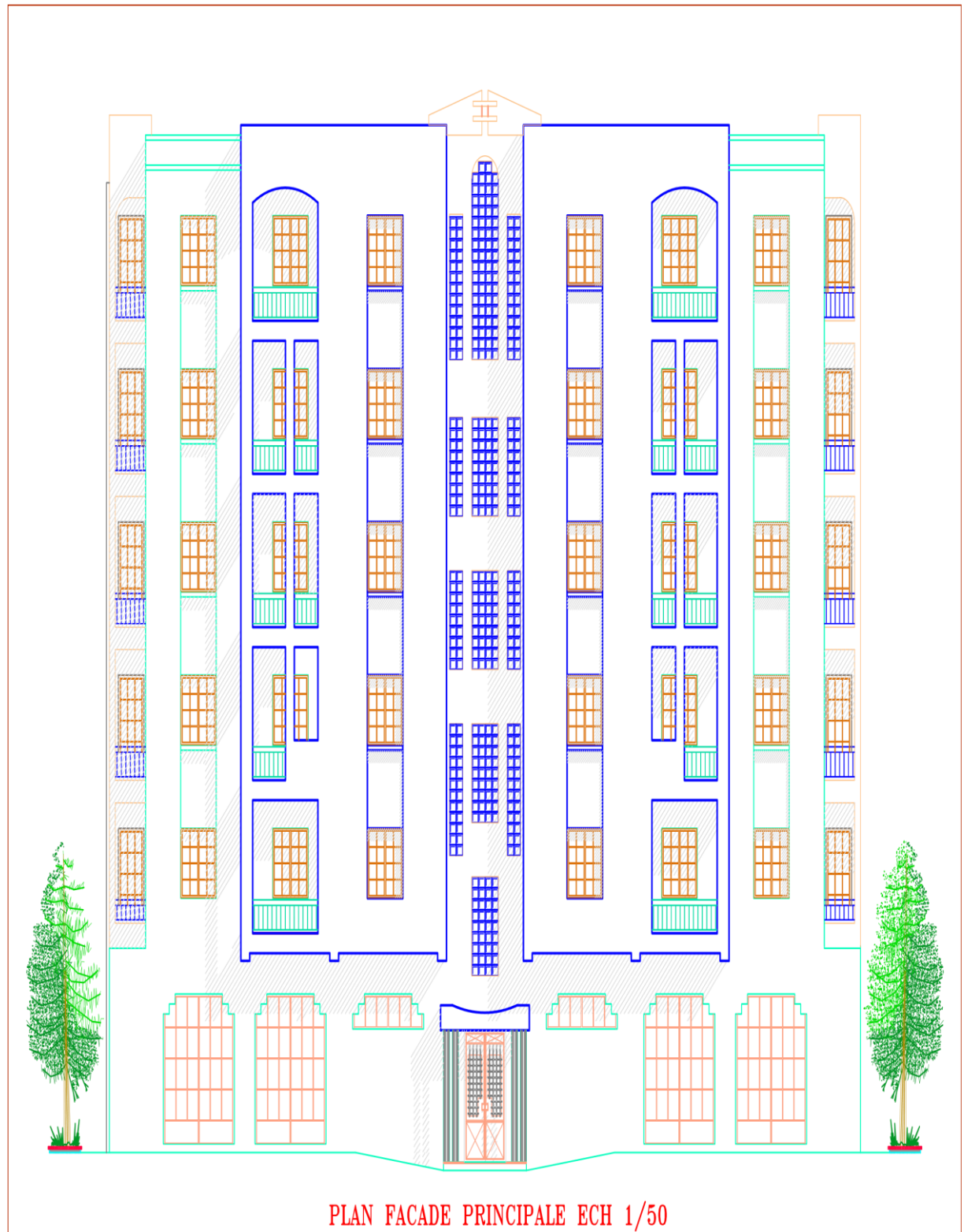


Fig II-2 – Façade principale de la structure

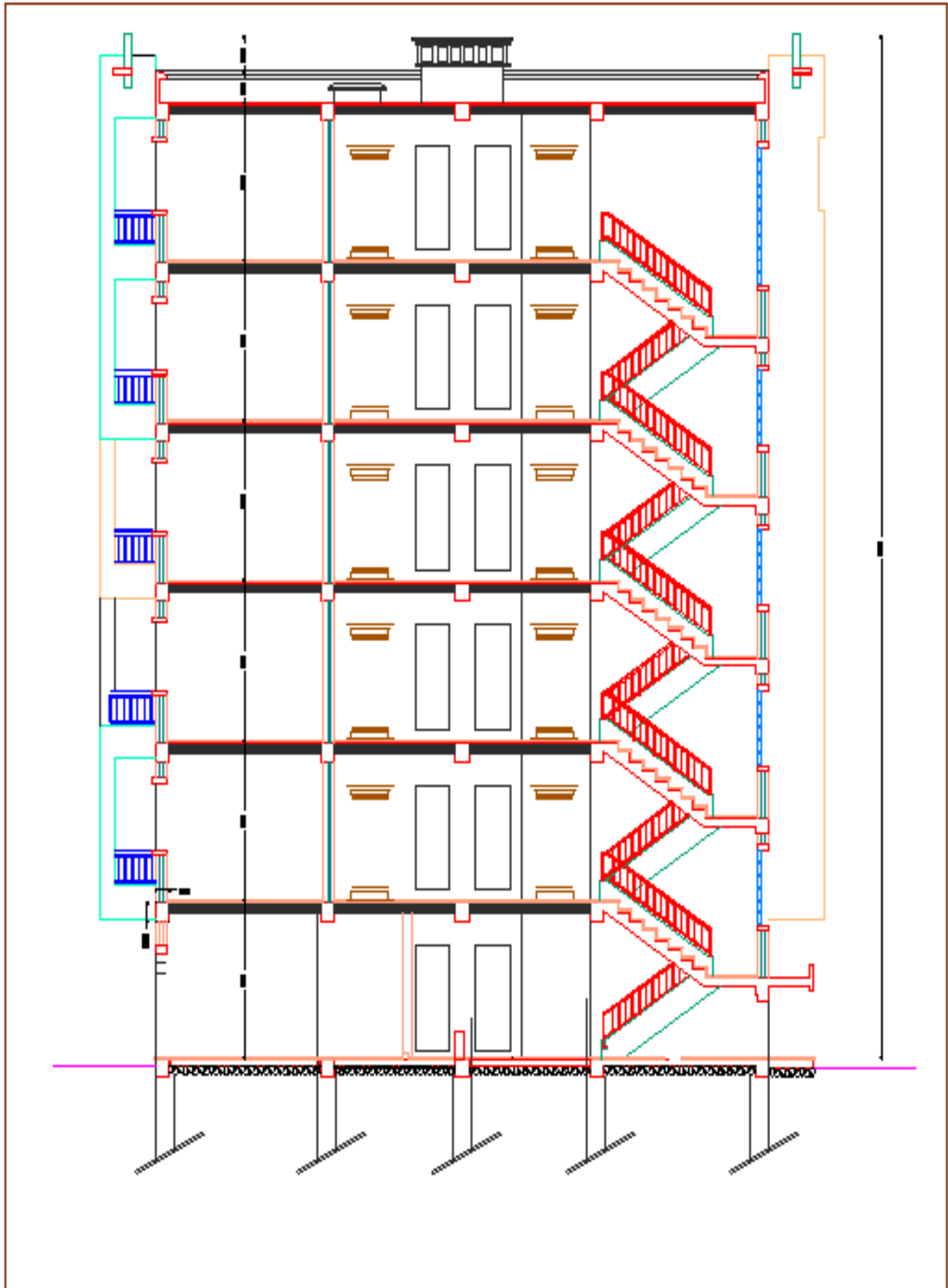


Fig II-3 –Coupe transversale de la structure

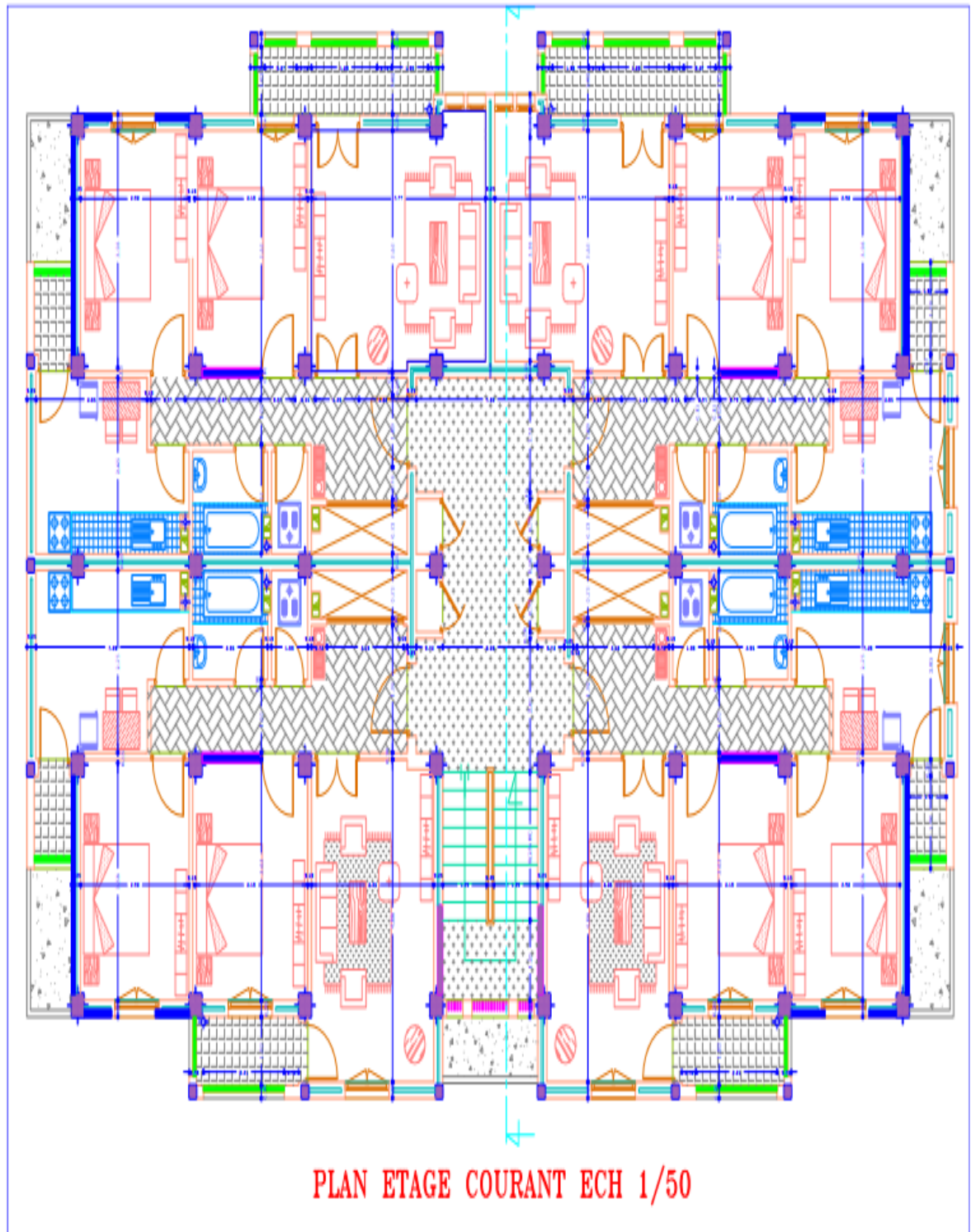


Fig II-4 –Plan Etage courant de la structure

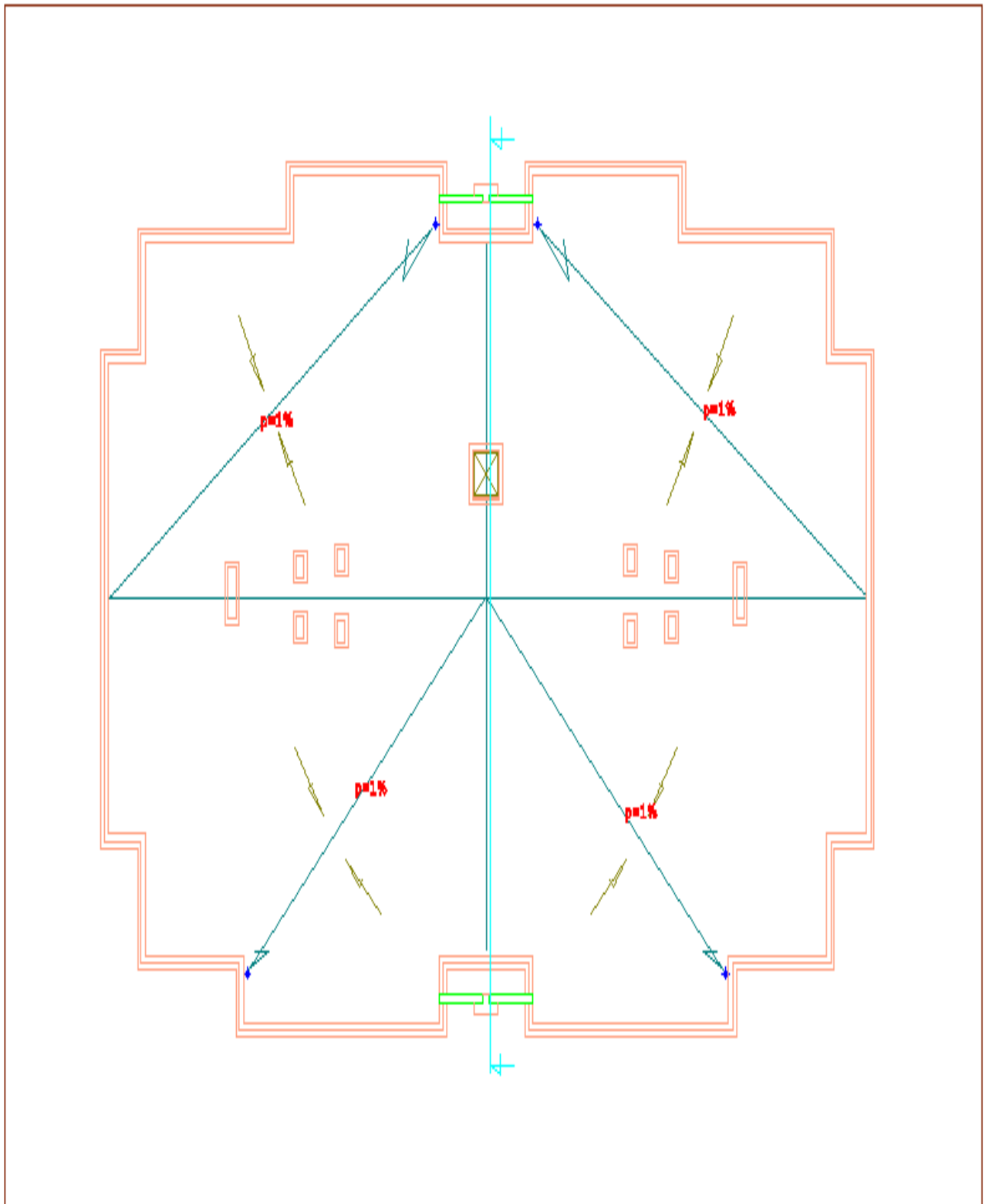


Fig II-5 –Plan terrasse

II.4.1. Caractéristiques géométriques

Les dimensions de la structure sont :

Tableau II-2 :Caractéristiques géométriques

Longueur total	13,60m
Largeur total	23,00m
Hauteur du Rez-de-chaussée	3,06m
Hauteur d'étage courant	3,06m
Hauteur totale de bâtiment sans acrotère	18,36m
Hauteur de l'acrotère	0,60m
Hauteur totale de bâtiment avec acrotère	18,96m

II.4.2. Ossature et système constructif adopté

Tableau II-3 :Ossature et système constructif adopté

Ossature	<p>C'est une ossature assuré par deus systèmes de contreventement (étude comparative):</p> <p>a. Système de contreventement mixte (voiles et portiques);</p> <p>b. Système de contreventement (voiles porteurs).</p>
Les planchers	<p>Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges, notre structure comporte deux types de planchers :</p> <p>a. Planchers en corps creux (16+4) cm</p> <p>Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.</p> <p>Ce type de planchers est utilisé pour les raisons suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Facilité de réalisation ; • Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ; • Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ; • Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

	<p>b. Plancher en dalle pleine (ep=15cm)</p> <p>La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.</p>
Terrasse	<p>Il existe un seul type de terrasse :</p> <p>➤ Terrasse inaccessible.</p>
Escaliers	<p>Est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.</p> <p>Notre structure comporte un seul type d'escaliers :</p> <p>➤ Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.</p>
Maçonnerie	<p>Les murs de notre structure seront exécutés comme suit :</p> <p>a. Murs extérieurs</p> <p>Ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur, brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, lame d'air de 5 cm d'épaisseur, brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.</p> <p>b. Murs intérieurs</p> <p>Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements.</p>
Balcon	<p>Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.</p>
Acrotère	<p>La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm.</p>
Revêtement	<ul style="list-style-type: none"> • Enduit en plâtre pour les plafonds. • Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons. • Revêtement à carrelage pour les planchers. • Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.
Isolation	<p>L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation. A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.</p>

II.4.3. Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (L.T.P.O UNITE DE TISSEMSILT) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

Tableau II-4 :Les caractéristiques géotechniques du sol

La contrainte du sol est : δ_{sol}	2bar
Le poids spécifique du sol	$\gamma = 1,8 \text{ t}/m^3$
L'angle de frottement interne du sol φ	48°
La cohésion C	0,25 bars
Le site (type de sol) S1	rocheux

II.4.4. Caractéristiques mécanique des matériaux

II.4.4.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CPA325
- 400 L de sable $D \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons $5 \leq D \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se forme Soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

II.4.4.2.Principaux caractéristiques et avantages de béton

Tableau II-5 :Principaux caractéristiques et avantages de béton

<p>La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal. • La mise en place des armatures dans le coffrage. • Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage. • Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton. 	
<p>Les principaux avantages du béton armé sont</p>	
<p>Economie</p>	<p>Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.</p>
<p>Souplesse des formes</p>	<p>Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.</p>
<p>Résistance aux agents atmosphériques</p>	<p>Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.</p>
<p>Résistance au feu</p>	<p>Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.</p>
<p>Résistance mécanique</p> <p>Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.</p>	
<p>Résistance caractéristique à la compression</p>	<p>Résistance caractéristique à la traction</p>
<p>Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.</p> <p>Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj}. Obtenu au</p>	<p>Cette résistance est définie par la relation : selon le (D.T.R.-B.C. 2-41) [26]</p> $f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \Rightarrow f_{c28} \leq 60\text{MPa}$ $f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \Rightarrow f_{c28} > 60\text{MPa}$

<p>jour considéré, elle est évaluée par la formule :</p> <p>➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :</p> $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \Rightarrow j \leq 28 \text{ jours}$ $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \Rightarrow j > 28 \text{ jours}$ <p>➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :</p> $f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \Rightarrow j \leq 28 \text{ jours}$ $f_{cj} = f_{c28} \Rightarrow j > 28 \text{ jours}$ <p>La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm.</p> <p>Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.</p>	<p>La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Traction directe sur les cylindres précédents ; • Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien) ; • Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.
<p>Contrainte de calcul</p> <p>La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.</p>	
<p>Définition des états limites</p> <p>Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle.</p> <p>D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.</p> <p>Les états limites sont classés en deux catégories :</p>	
<p>Etat limite ultime (ELU)</p>	
<p>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 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure. 	

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

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

➤ **Diagramme parabole rectangle [27-29]**

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‰) Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5\text{‰} \\ \min(4,5; 0,025f_{c28})\text{‰} \end{cases} \Rightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa} \quad \varepsilon_{bc1} = 2\text{‰} \\ \Rightarrow f_{c28} > 40\text{MPa}$$

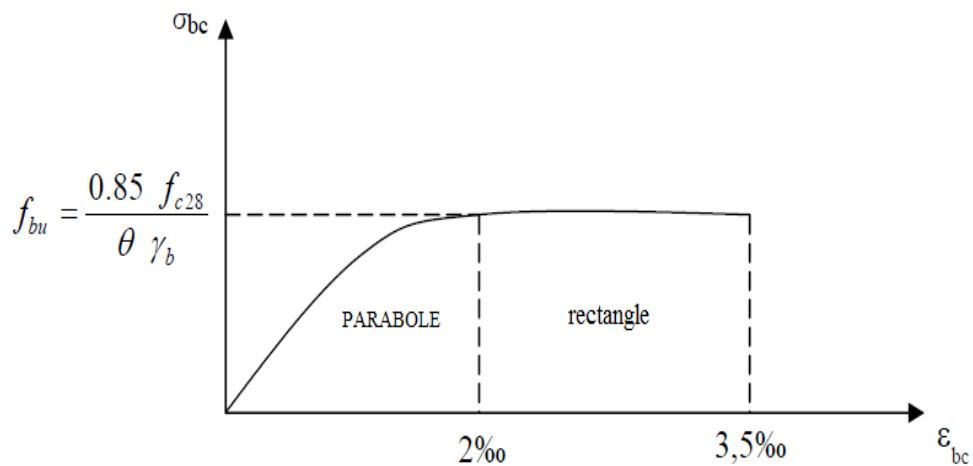


Fig II-6 –Diagramme parabole rectangle

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

Avec :

- $\theta=1 \rightarrow$ durée > 24h
- $\theta=0,9 \rightarrow 1h < \text{durée} < 24h$
- $\theta=0,85 \rightarrow$ durée < 1h
- $\gamma_b = 1,5 \rightarrow$ Combinaisons durable.
- $\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Combinaisons accidentelles
- ε_{bc} : Déformation du béton en compression.
- σ_{bc} : contrainte de compression du béton
- f_{c_j} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

Etat limite de service (ELS)

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les quatre critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.
- La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

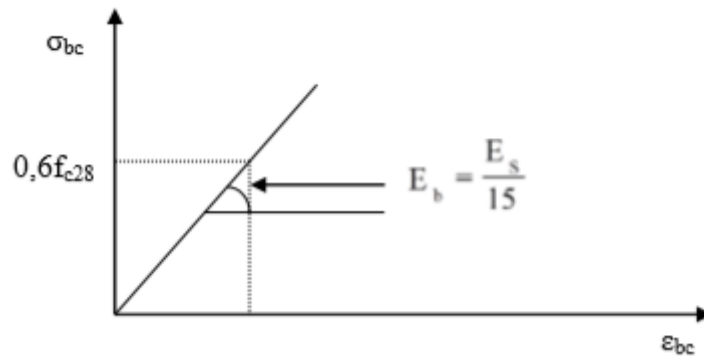


Fig II-7 –Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S

Contrainte admissible de cisaillement

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

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

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

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

Avec :

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

Module de déformation longitudinal du béton	
Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.	
Module de déformation instantanée	Module de déformation différée
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.</p> <p>On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :</p> $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,19 \text{ MPa}$	<p>Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :</p> $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa}$
Module de déformation transversale	
La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.	
$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}}$ <p>➤ $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).</p> <p>➤ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).</p>	

II.4.4.3. Les aciers

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

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :

- Acier naturel Fe E215, FeE 235
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 5$ mm
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

a. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰})$

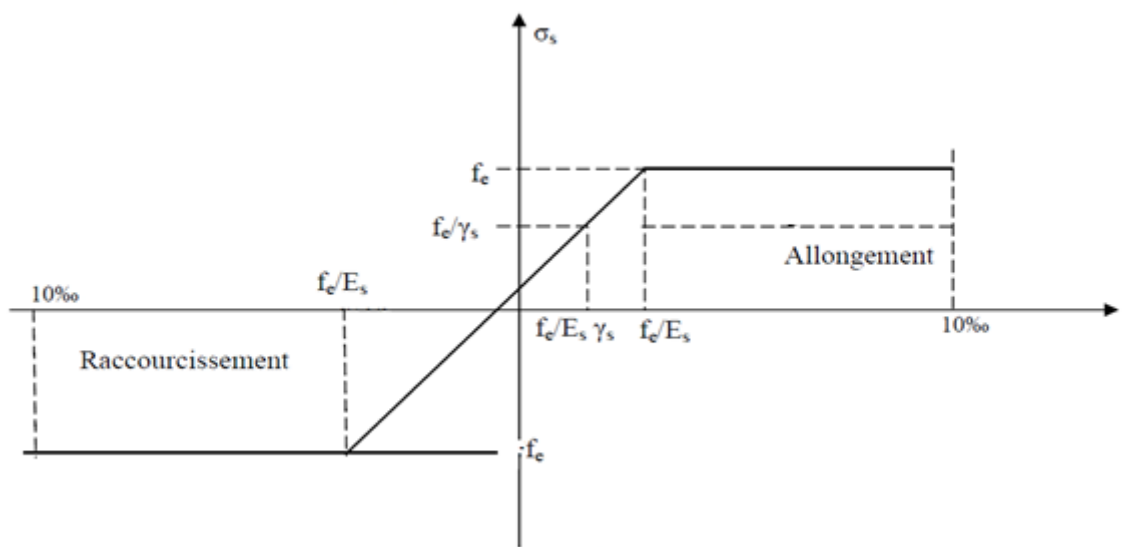


Fig II-8 –Diagramme déformation- contrainte

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

- $\gamma_s = 1,15$ cas général
- $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.
- Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

b. Contrainte de calcul

Tableau II-6 :Contrainte de calcul aux états limites

ELU		ELS
La contrainte de calcul		La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$		
$\gamma_s = 1,15$	Situation durable ou transitoire.	<p>➤ Fissuration peu préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation</p> <p>➤ Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa ;</p> <p>➤ Fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.</p> <ul style="list-style-type: none"> • $\eta=1$.....Pours ronds lisses • $\eta=1,6$.....Pour hautes adhérences $\varnothing \geq 6$mm • $\eta=1,3$... Pour hautes adhérences avec $\varnothing < 6$mm
$\gamma_s = 1$	Situation accidentelle.	
Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)		
$\sigma_s = 204,35$ (MPa)	Situation durable ou transitoire.	
$\sigma_s = 235$ (MPa)	Situation accidentelle.	
Haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)		
$\sigma_s = 348$ (MPa)	Situation durable ou transitoire.	
$\sigma_s = 400$ (MPa)	Situation accidentelle.	
Module d'élasticité longitudinale $E_s = 2,1 \times 10^5$ [MPa].		
Allongement de rupture $\epsilon_s =$ Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.		
Poids volumique		
<p>➤ Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25$ KN/m³</p> <p>➤ Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22$ KN/m³</p>		

II.5.Hypothèses de calcul aux états limites

Tableau II-7 : Tableau récapitulatif des hypothèses de calcul aux états limites

<p>Suivant les règles BAEL91 modifié 99 on distingue deux états limites de calcul :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Etats limite ultime de résistance E. L. U. R • Etats limite de service ELS 	
<p>ELUR :</p> <p>Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 vesion2003.</p> <p>On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.</p>	<p>ELS :</p> <p>Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.</p> <p>Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.</p>
<p>Hypothèse de calcul</p>	
<p>ELUR</p>	<p>ELS</p>
<ul style="list-style-type: none"> • Les sections planes avant déformation restent planes après déformation. • Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. • La résistance du béton à la traction est négligée. • Le raccourcissement du béton est limité à : <ul style="list-style-type: none"> ✓ $\epsilon_{bc} = 2\%$ en flexion composée. ✓ $\epsilon_{bc} = 3,5\%$ en compression simple • L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s = 10\%$ • Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour. <ul style="list-style-type: none"> ✓ Le béton en compression. ✓ L'acier en traction et en compression. 	<ul style="list-style-type: none"> • 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. $\sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc}$ $\sigma_s = E_s \times \epsilon_s$ $\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$ <p>Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.</p> $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ « coefficient d'équivalente »}$

II.5.1 Règle des trois pivots (B.A.E.L91 modifié99) :

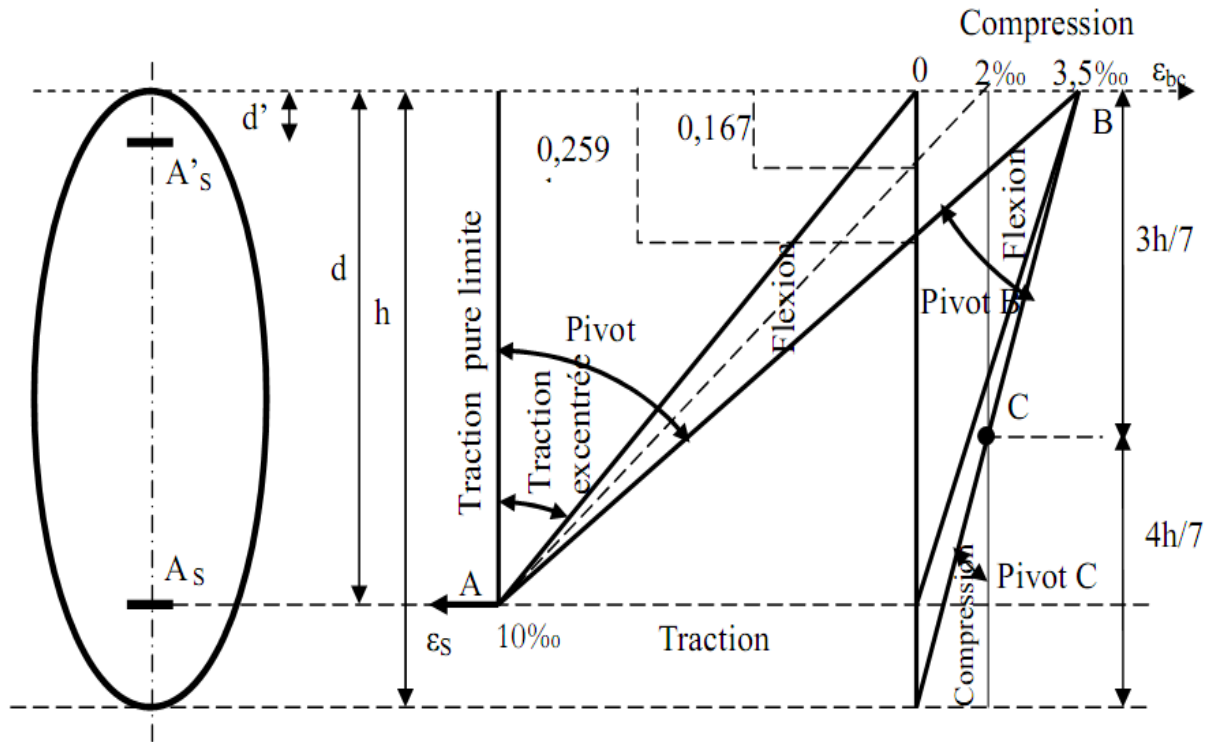


Fig II-9 –Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir:

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- 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.

Tableau II-8: Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

II.5.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

Tableau II-9: Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les combinaisons d'actions de calcul des états limites		
ELUR		ELS
Les situations durables	Les situations accidentelles	
<ul style="list-style-type: none"> ➤ $P_1 = 1,35 G + 1,5 Q.$ 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ $P_2 = G + Q \pm E ;$ ➤ $P_3 = G + Q \pm 1,2 E ;$ ➤ $P_4 = 0,8 G \pm E.$ 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ $P_5 = G + Q$
<ul style="list-style-type: none"> ➤ G : Charge permanente ➤ Q : Charge d'exploitation ➤ E : L'effort de séisme. 		

II.6. Descente de charge

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.6. 1. Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courant, mur extérieurs, mur intérieures, sont déterminées comme suite.

II.6. 1.1 Plancher terrasse inaccessible

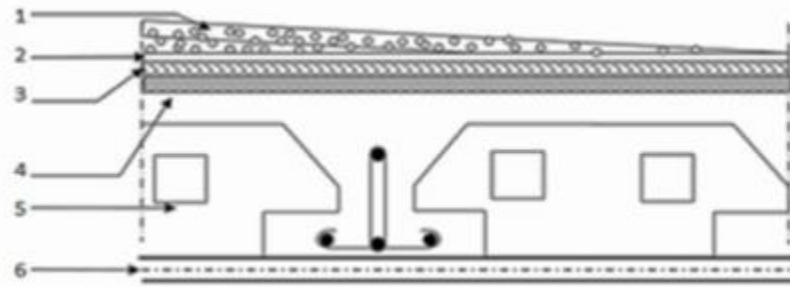


Fig II-10–Terrasse inaccessible

Tableau II-10 : Charge et surcharge du plancher terrasse.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Protection en Graviillon roulé	0,05	-	0.2 par cm	1
2	Etanchéité multicouche	0,05	-	0.12	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	-	0.22 par cm	2,2
4	Isolation thermique	0.04	4	-	0,16
5	Plancher à corps creux(16+4)	0,2	-	-	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	-	0.1 par cm	0,20
Totale	G(KN/m ²)	6,48			
Totale	Q(KN/m ²)	1			

II.6. 1.2. Plancher étage courants

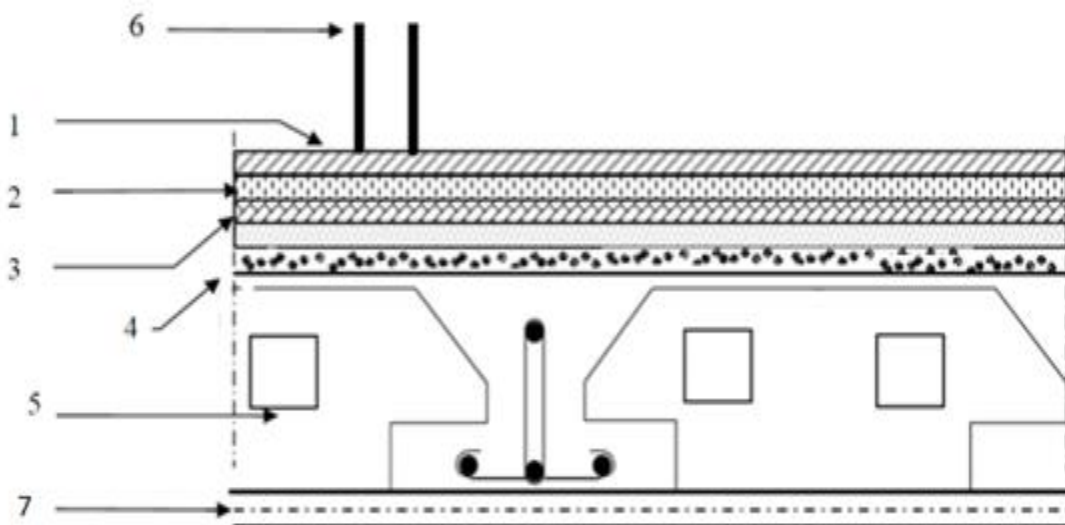
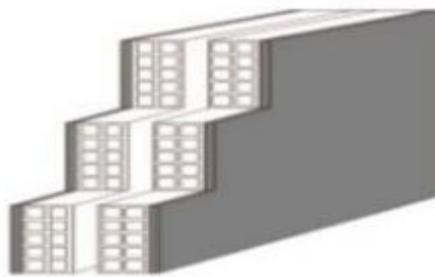


Fig II-11 –Plancher étage courant, R.D.C

Tableau II-11 :Charge et surcharge des étages courants, R.D.C

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	-	0.2 par cm	0,40
2	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	17	-	0,34
4+5	Plancher à corps creux	0,2	-	-	2,8
6	Cloison en briques creuses	0,1	9	-	0,9
7	Enduit en plâtre	0,02	-	0.1 par cm	0,20
Totale	G (KN/m ²)	5,04			
Totale	Q(KN/m ²)	1,5			

II.6. 1.3. Mur extérieur (double cloison)**Fig II-12 –Détail mur extérieur****Tableau II-12** :Charge et surcharge des murs extérieurs.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,015	-	0.18 par cm	0,27
2	Brique creux	0,15	9	-	1,35
3	L'âme d'air	0,05	-	-	-
4	Brique creux	0,1	9	-	0,9
5	Enduit en plâtre	0,015	-	0,10par cm	0,15
Totale	G(KN/m ²)(RDC, 1 ^{er} au 5 ^{ème} étage)	2,67			

➤ Remarque

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessitent d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

$$G = 0,7 \times 2,67 = 1,869 \text{ KN/m}^2$$

II.6. 1.4. Mur intérieur

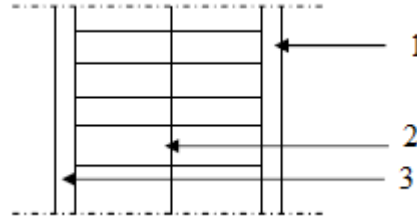


Fig II-13 –Détail d'un mur intérieur

Tableau II-13 :Charge et surcharge des murs intérieurs.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,015	-	0.18 par cm	0,27
2	Brique creux	0,1	9	-	0,9
3	Enduit en plâtre	0,015	-	0,10par cm	0,15
Totale	G(KN/m ²) (RDC, 1 ^{er} au 5 ^{ème} étage)	1,32			

II.6. 1.5. Acrotère

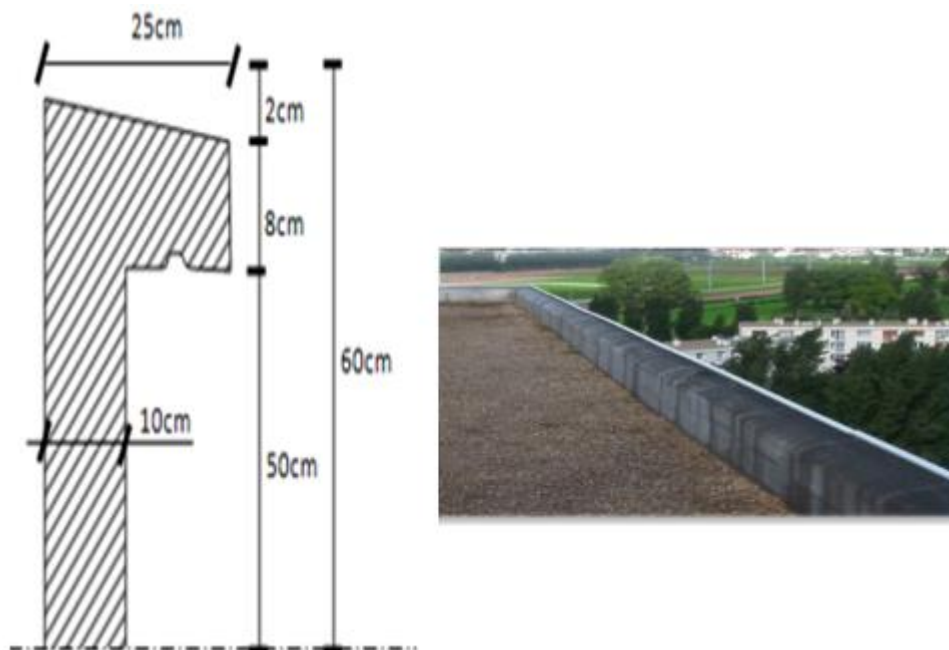


Fig II-14 –Schéma d'acrotère

$$S = [(0,25 \times 0,02) / 2 + (0,1 \times 0,5) + (0,25 \times 0,08)] = 0,073 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \gamma_{BA} = 0,073 \times 25 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,83 \text{ KN/ml}$$

II.6. 1.6. Balcon

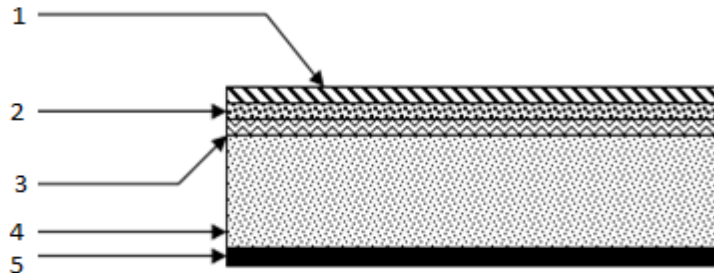


Fig II-15 –Schéma représente détail d'une dalle pleine

Tableau II-14 :La descende des charges d'une dalle pleine

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	-	0.2 par cm	0,4
2	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	-	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	-	0,18	0,36
Totale	G(KN/m ²)	5,27			
Totale	Q(KN/m ²)	3,5			

II.6. 1.7. Escaliers

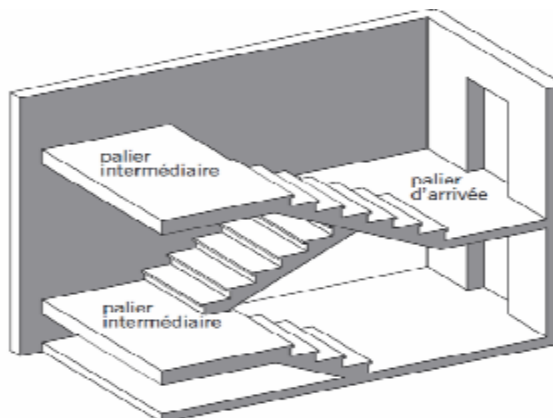


Fig II-16 –Schéma d'un escalier

II.6. 1.7.1 Paillasse**Tableau II-15** :Charges et surcharge du paillasse

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times \frac{h}{g}$	-	-	-	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times \frac{h}{g}$	0,02	-	0.2 par cm	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \times \frac{25}{\cos \alpha}$	0,12	-	-	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	-	22	-	1,87
8	Garde- corps	-	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre $2 \times \frac{0,1}{\cos \alpha}$	0,02	-	-	0,23
Totale	G(KN/m ²) (RDC, 1er au 5eme étage)	7,27			
Totale	Q(KN/m ²)	2,5			

II.6. 1.7.2. Palier**Tableau II-16** :Charges et surcharge du palier.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,14	25	-	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,4
3	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,4
4	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	-	0,10par cm	0,20
Totale	G (KN/m ²)	4,86			
Totale	Q(KN/m ²)	2,5			

II.6. 2.Charges d'exploitation

Les surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

II.6. 2.1. Loi de dégression des charges d'exploitations

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

Sous terrasse q_0 ;
Sous étage 1 $q_0 + q_1$;
Sous étage 2 $q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$;
Sous étage 3 $q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$;
Sous étage 4 $q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$;
Sous étage n $q_0 + \frac{3+n}{2n} (q_1 + q_2 + \dots + q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Tableau II-17 :Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
5	Q_0	$\sum_0 = q_0 = 1,00$	1
4	Q_1	$\sum_1 = q_0 + q_1$	2,5
3	Q_2	$\sum_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
2	Q_3	$\sum_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
1	Q_4	$\sum_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,1
R.D.C	Q_5	$\sum_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7

II.7. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes, dans notre projet, on utilise deux types :

II.7.1. Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux:** c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles:** ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
- **Dalle de compression:** est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.
- **Treillis soudé :** L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.



Fig II-17 –Coupe du plancher à corps creux.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$ avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement. Pour déterminer h_t , on utilise la condition suivante :

II.7.1.1. Condition de rigidité

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec : L c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{320}{22,5} \Rightarrow h_t = 14,22\text{cm.}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t=20\text{cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

II.7.1.2. Dalle pleine

Tableau II-18 :Pré-dimensionnement de la dalle pleine

<p>Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :</p>	
<p>Condition de sécurité contre l'incendie</p>	
$e > 7 \text{ cm}$	pour une heure de coupe-feu ;
$e > 11 \text{ cm}$	pour deux heures de coupe-feu ;
$e > 14 \text{ cm}$	pour trois heures de coupe-feu.
<p>Condition d'isolation acoustique</p> <p>Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.</p> <p>Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm.</p>	
<p>Condition de résistance à la flexion</p> <p>La hauteur de la dalle e est donnée par :</p>	
<p>Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens L_x)</p> $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow L_y > L_x$	$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{dalle isolée} \\ e \geq \frac{L_x}{25} \rightarrow \text{dalle continue} \end{array} \right.$
<p>Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens $L_x L_y$)</p> $0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1 \Rightarrow L_y > L_x$	$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{dalle isolée} \\ e \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{dalle continue} \end{array} \right.$
<p>Pour notre cas on a : $L_x = 130 \text{ cm}$ et $L_y = 360 \text{ cm}$.</p> $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{130}{360} = 0,36 \leq 0,4$	

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{dalle isolée}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{130}{20} = 6,5$$

On prend :

$$e = 12 \text{ cm.}$$

Condition de flèche :

Selon le **C.B.A 93** (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

la portée L est inférieure ou égale à 5 m	$f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500}$
la portée L est supérieure à 5 m	$f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{500}$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$\begin{cases} G = 1,30 \times 1 \times 25 = 32,5 \text{ KN/m} \\ Q = 1,00 \text{ KN/m} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 33,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500} < \frac{130}{500} = 0,26$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I}$$

I = le moment d'inertie

$$I = \frac{b \times e^3}{12} (\text{cm}^4)$$

E = module de Young

$$E = 110003 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ Mpa}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 12 \times 33,5 \times 10^{-3} \times 130^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{5 \times 12 \times 33,5 \times 130^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times 10 \times 0,26}}$$

$$e > 5.63$$

Donc : $e = 5.63 \text{ cm}$.

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e = \text{Max} (14\text{cm} ; 15\text{cm} ; 12 ; 5.63\text{cm})$.

➤ Alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15 \text{ cm}$.

II.8. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les **BAEL91**, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (**RPA99 V2003**), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (**RDM**).

Les poutres principales	Les poutres secondaires
Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, dans notre cas $L_{\max} = 3,2 \text{ m}$	Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer, $L_{\max} = 3,2 \text{ m}$

Tableau II-19 :Pré-dimensionnement des poutres

Pré-dimensionnement des poutres
<p>Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre .} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{array} \right.$ <p>Selon le R.P.A 99 (version 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :</p> $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{array} \right.$

Pré-dimensionnement des poutres principales	Pré-dimensionnement des poutres secondaires
$\begin{cases} L = 320 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases}$ $\begin{cases} 21,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 35 \text{ cm.} \\ 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$ <p>On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du R.P.A99/version 2003:</p> <p>$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$Condition vérifiée.</p> <p>$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$Condition vérifiée.</p> <p>$\frac{h_t}{b} = 1,17 \leq 4$Condition vérifiée.</p> $\begin{cases} b_{max} \leq (1,5 \times 35 + 30) \\ b_{max} < 82,5 \text{ cm} \end{cases}$Condition vérifiée. <p>Donc on prend la section des poutres principales (b × h) = (30×35) cm².</p>	$\begin{cases} L = 320 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases}$ $\begin{cases} 21,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 30 \text{ cm.} \\ 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$ <p>On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du R.P.A99/version 2003:</p> <p>$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$Condition vérifiée.</p> <p>$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$Condition vérifiée.</p> <p>$\frac{h_t}{b} = 1,00 \leq 4$Condition vérifiée.</p> $\begin{cases} b_{max} \leq (1,5 \times 30 + 30) \\ b_{max} < 75 \text{ cm} \end{cases}$Condition vérifiée. <p>Donc on prend la section des poutres secondaire principales (b × h) = (30×30) cm².</p>

II.9. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Dans notre structure on a 2 types des coffrages :

- **Type 1 :** R.D.C
- **Type 2 :** du 1^{ème} étage jusqu'au la 5^{ème} étage.

II.9. 1. Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (B, 4) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

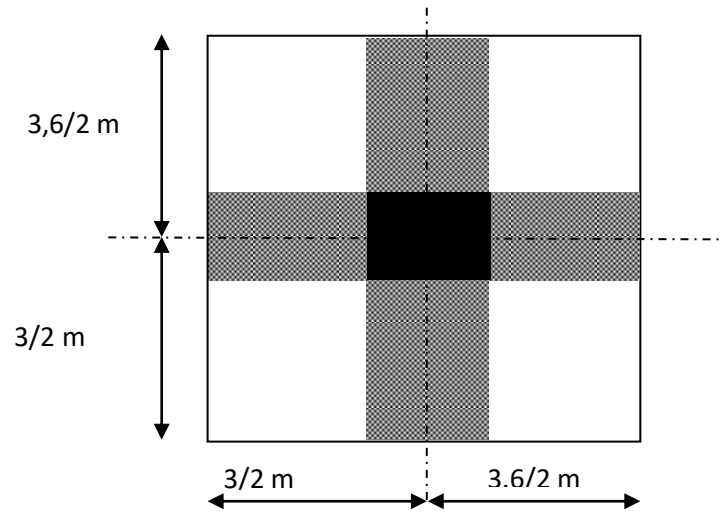


Fig II-18 –Le poteau le plus sollicité

Tableau II.20 : L'effort normal ultime N_u selon les règles du B.A.E.L91

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :	
$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$	
N_u	Effort normal ultime (compression).
A	Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$
λ	Élancement d'E.U.L.R $\left(\lambda = \frac{L_f}{i} \right)$. et L_f est longueur de flambement.
i	Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
I	Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
B	Surface de la section du béton ($B = a \times b$).

γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)Situation durable.
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)Situation durable.
f_e	Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).
f_{c28}	Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
A_s	Section d'acier comprimée.
B_r	Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $B_r = (a - 2)(b - 2)$.
On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.	

II.9.2. Exemple de calcul

Tableau II-21:Effort normal ultime due à chaque niveau N_u

Surface reprise par poteau à chaque étage, soit S La surface supportée par poteau: $S = \left(\frac{3.6}{2} + \frac{3}{2}\right) \times \left(\frac{3}{2} + \frac{3.6}{2}\right) = 10,89m^2.$	
Effort normal ultime due à chaque niveau N_u	
Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G	
A	Poids propre des plancher terrasse : $G_{terrasse} \times S = (6,48) \times 10,89 = 70,56$ KN
B	Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC : $G_{RDC, E \text{ courants}} \times S = (5,04) \times 10,89 = 54,88$ KN.
C	Poids propre des poutres principales $\Rightarrow G_{p.principale} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$: $G_{p.principale} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{3.6}{2} + \frac{3}{2}\right) = 8,67$ KN.
D	Poids propre des poutres secondaires $\Rightarrow G_{p.secondeire} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$: $G_{p.secondeire} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times \left(\frac{3}{2} + \frac{3.6}{2}\right) = 7,42$ KN.
E	Poids propre total :

$G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{\text{p.principale}} + G_{\text{p.seconde}}) \times (n).$ <p>Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n=5.</p> $G_{\text{total}} = 70,56 + 54,88 \times 5 + (8,67 + 7,42) \times (5) = 425,41\text{KN}$
Les efforts de compression dû aux charges d'exploitation N_Q
$Q_{\text{total}} = Q \times S = 10,89 \times 7 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 76,23 \text{ KN}$
Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %
$N_G = 1,1 \times 425,41 = 467,951\text{KN}.$ $N_Q = 1,1 \times 76,23 = 83,85\text{KN}.$ $N_U = (1,35 \times 467,95) + (1,5 \times 83,85) = 757,51\text{KN}.$

Tableau II-22: Pré-dimensionnement des poteaux (a,b)

<p>On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où: $h_0=3,06 \text{ m}$. Donc: $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 3,06 \Rightarrow L_f = 2,142 \text{ m}$.</p>	
Détermination de (a)	$B = b.a$ $I = \frac{b.a^3}{12}$ $i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$ $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50$ $\Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,289.50} = 14,82\text{cm}$ <p>Donc on prend : $a = 40\text{cm}$.</p> $\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i}$ $\lambda = \frac{214,2}{(0,289 \times 40)} = 18,53 < 50$ <p>$\lambda = 18,53 < 50$.....Condition vérifiée.</p>

<p>Détermination de (b)</p>	<p>Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime Nu doit être :</p> $N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$ $B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38 \times (b - 2) \text{ cm}$ <ul style="list-style-type: none"> • Selon « RPA 99 V 2003 » $A_s = 0,8\% B_r \Rightarrow \text{Zone IIa}$ $A_s = 0,8\% [38(b - 2)] = 0,304(b - 2) \text{ cm}^2$ $\lambda = 18,53 < 50 \Rightarrow \alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right]$ $\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(18,53/35)^2} \right] \Rightarrow \alpha = 0,80$ <p>$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $F_e = 400 \text{ MPA}$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$.</p> $N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$ $N_u \leq 0,80 \times \left[\frac{38 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$ <p>$b \geq 22,43 \text{ cm}$. Donc on prend : $b = 40 \text{ cm}$.</p>
<p>Les vérifications</p>	
<p>D'après le R.P.A 99(version 2003)</p> <p>$\min(a, b) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$.....Condition Vérifiée .</p> <p>$\min(a, b) = 40 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$.....Condition Vérifiée.</p> <p>$1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4$.....Condition Vérifiée.</p> <p>Donc : $a = b = 40 \text{ cm}$.</p>	

Tableau II-23 :Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux.

Types	Niveaux	Sections des poteaux (cm ²)
1	R.D.C	40x40
2	1	35x35
	2	
	3	
	4	
	5	

II.10. Pré dimensionnement des voiles

L'épaisseur des murs voile se fait selon les règles parasismiques algériennes (**version 2003**).D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le « **RPA99 version 2003** » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition:

$L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile, e : épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

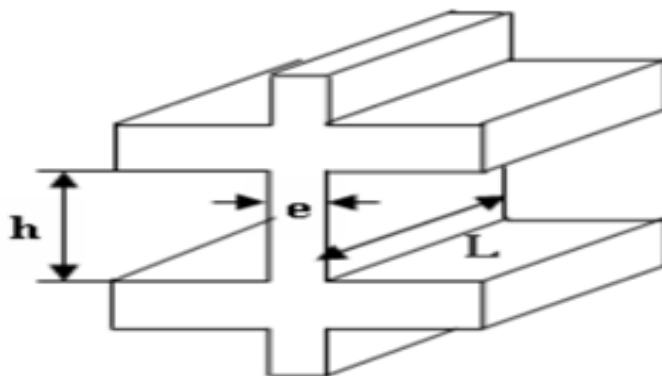


Fig II-19 –Coupe de voile en élévation

II.10.1. Pour RDC, 1^{er} au 5^{ème} étage

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq \frac{306}{22} \Rightarrow e \geq 13,91 \text{ cm}$$

Avec :

- L : Longueur du voile ;
- e : Épaisseur du voile ;
- h_e : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements : $e = 20 \text{ cm}$

Tableau II-24 : Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.

Eléments		Sections	Epaisseur
Plancher		/	(16+4) cm
Poutres principales		(30x35) cm ²	/
Poutres secondaires		(30x30) cm ²	/
Poteaux	Type 1 (RDC)	(40x40) cm ²	/
	Type 2 (1 ^{er} au 5 ^{ème} étage)	(35x35) cm ²	/
Voiles		/	20 m

II.11. Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm.

Avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{ corps creux ;} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

$$\begin{cases} \text{Hauteur du plancher : } h_t = 20\text{cm.} \\ \text{Épaisseur de la nervure : } h_0 = 4\text{cm.} \\ \text{Largeur de la nervure : } b_0 = 12\text{cm.} \end{cases}$$

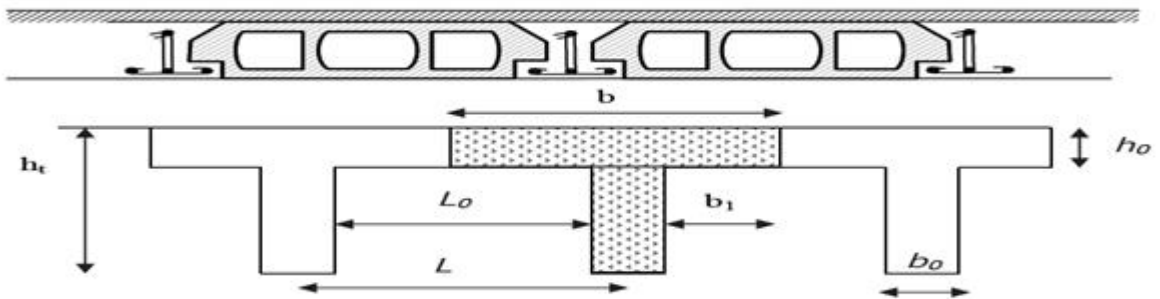


Fig II-20 – Dimensionnement des poutrelles

➤ Calcul de la largeur (b) de la poutrelle

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes: $b = 2b_1 + b_0$

La portée maximale est : $L = 3,6\text{ m}$ et $l_1 = 65\text{cm}$.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{360}{10} = 36\text{ cm} \\ 24\text{ cm} \leq b_1 \leq 32\text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5\text{cm}$. Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{cm}$.

II.11.1. Disposition des poutrelles

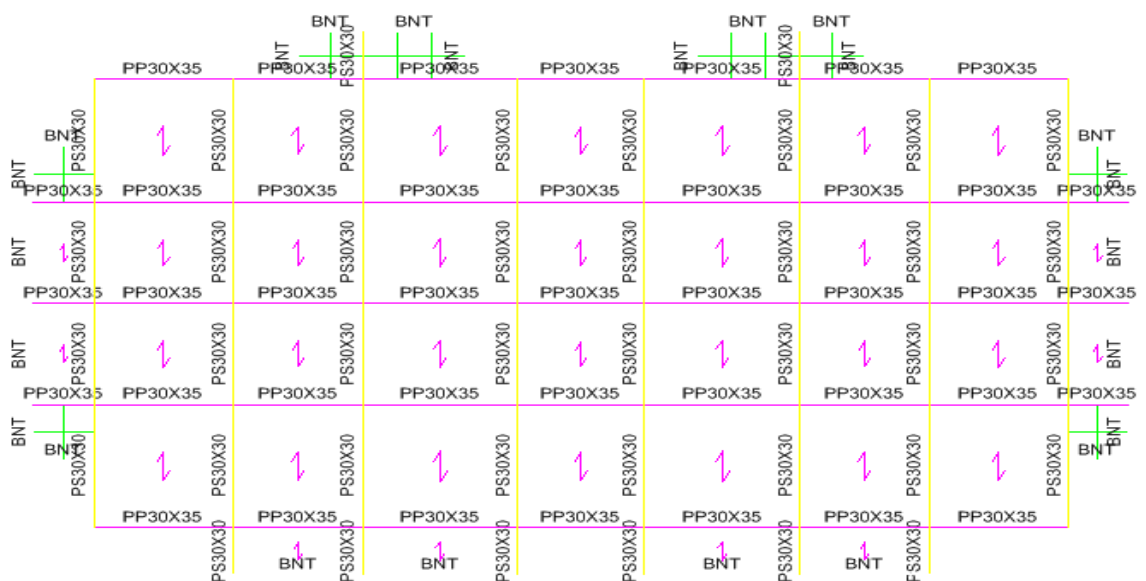


Fig II-21 – Disposition des poutrelles

II.12. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

II.12.1. Méthode forfaitaire

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les quatre conditions ci-après sont satisfaites.

- 1) Plancher à surcharge modérée $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- 2) Le rapport entre deux travées successives $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$;
- 3) Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
- 4) La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

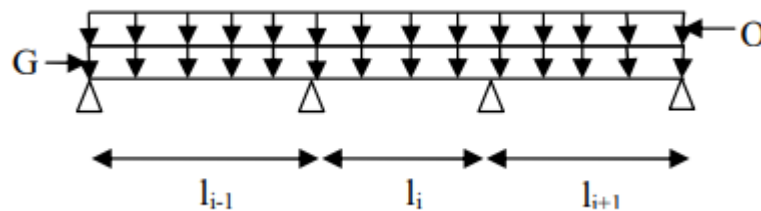


Fig II-22 –Schéma d'une poutre continue

II.12.1.1. Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques De la travée indépendante.

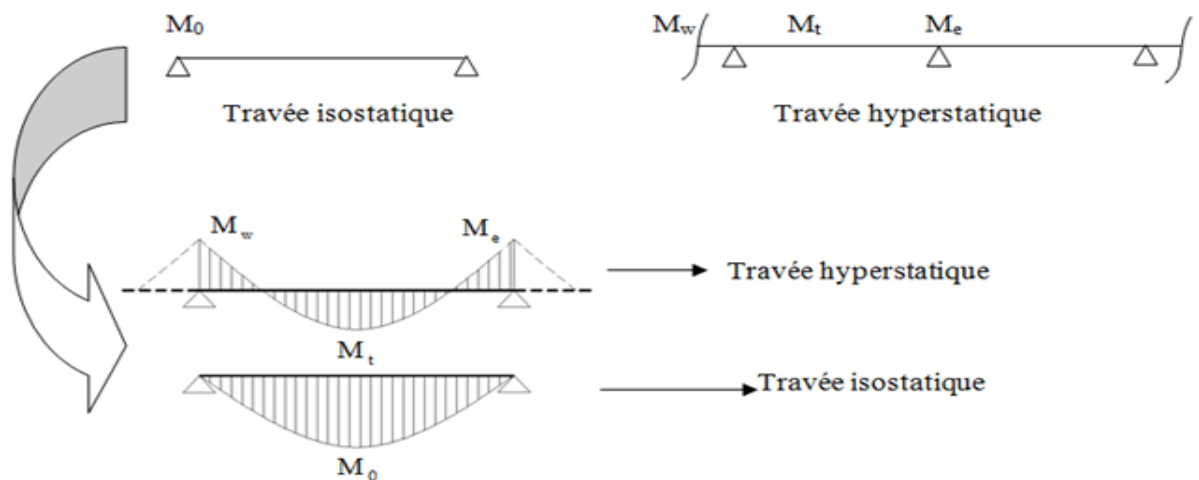


Fig II-23 –Diagrammes du moment corrigé

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$1) \left\{ M_t \geq \max [1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{(M_w + M_e)}{2} \right.$$

$$2) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée de rive} \end{array} \right.$$

- M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante
- M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée
- M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée
- M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée
- α : $Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

II.12.1.2. Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

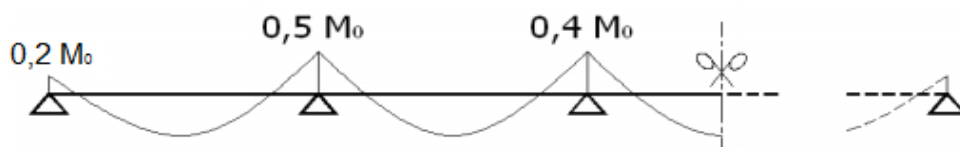
- Poutre continue à deux travées



- Poutre continue à trois travées



- Poutre continue à plus de trois travées



II.12.1.3. Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$



Fig II-24 –Diagramme de l'effort tranchant

II.12.2. Planchers étages courant

II.12.2.1. Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants

On a deux (02) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées

Tableau II-25 : Les différents types de poutrelles dans le plancher RDC, étages courants.

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	

II.12.2.2. Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- Poutrelle isostatique : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau II-26 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de Poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1	Vérifiées	<ul style="list-style-type: none"> • $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,08 \text{ KN/m}^2$ • Inertie constante ($I = \text{Cte}$) • Fissuration peu préjudiciable • $0,8 \leq (L/L_{(i+1)}) \leq 1,25$ 	Méthode forfaitaire
Type 2	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

II.12.2.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

$$\left. \begin{array}{l} \text{E.L.U : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b \\ \text{E.L.S : } q_s = (G + Q) \times b \end{array} \right\} \text{avec } b = 0,65\text{m}$$

Tableau II-27 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Etage courant, RDC	5,04	1,5	5,89	4,25

II.12.2.4. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 2 du plancher étage courant

**Fig II-25**– Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul**➤ E.L.U**

- $\alpha = Q/(G + Q) = 1,50/(5,04 + 1,50) = 0,23$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$, donc : on doit tenir compte de 1,07
- Travée de rive $(1,2 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0,63$
- Travée intermédiaire $(1 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0,53$

- **Moments fléchissant (isostatiques)**

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

Type2

a) Travée AB

$$M_0^{AB} = \frac{5,89 \times 3,60^2}{8} = 9,54 \text{ KN.m.}$$

b) Travée BC

$$M_0^{BC} = \frac{5,89 \times 3,00^2}{8} = 6,63 \text{ KN.m.}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 1,91 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2\max M_0^{BC} = 1,33 \text{ KN.m}$$

- **Moments En travées**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 6,39 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 6,01 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 6,39 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 3,57 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,53.M_0^{BC} = 3,51 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 3,57 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants**

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$$

$$AB \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{1,91 - 5,72}{3,6} + \frac{5,89 \times 3,6}{2} = 9,54 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1,91 - 5,72}{3,6} - \frac{5,89 \times 3,6}{2} = -11,66 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$BC \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{5,72 - 1,33}{3} + \frac{5,89 \times 3}{2} = 10,3 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{5,72 - 1,33}{3} - \frac{5,89 \times 3}{2} = -7,33 \text{ KN.} \end{cases}$$

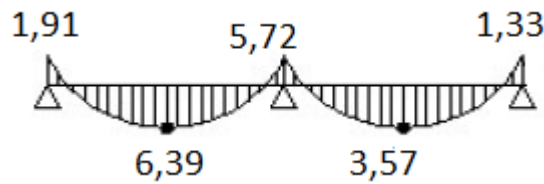


Fig II-26 –Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]

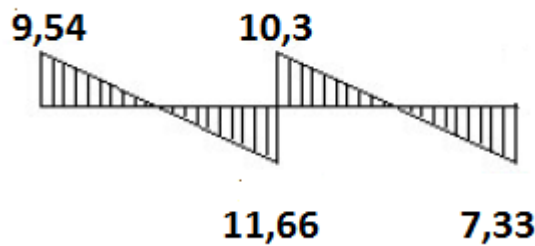


Fig II-27 –Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau II-28 :Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	A-B	2,95	6,40	1,28	1,28	5,56	8,69	-8,69	4,62	0,92	0,92	4,02	6,27	-6,27
2	A-B	3,6	9,54	1,91	5,72	6,39	9,54	-11,66	6,88	1,38	3,64	4,85	7,02	-8,28
	B-C	3,0	6,63	5,72	1,33	3,57	10,3	-7,33	7,27	3,64	3,64	4,14	7,86	-7,86

II.12.2.5. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU)

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

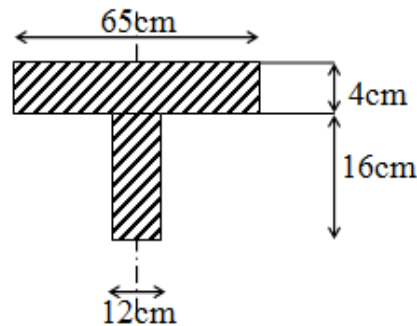


Fig II-28 –La section de la poutrelle calculée (en T)

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes à l'ELU:

Tableau II-29 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles RDC.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables				
	ELU				
	$M_0 \text{ max}$	$M_t \text{ max}$	$M_{a(\text{rive})} \text{ max}$	$M_{a(\text{inter})} \text{ max}$	T_{max}
RDC, Etage courant	9,54 KN.m	6,39 KN.m	1,91 KN.m	5,72 KN.m	11,66 KN.

II.12.2.6. Ferrailage en travée

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 6,39 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u < M_0$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times ht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à $M_{t \text{ max}} = 6,39 \text{ KN.m}$

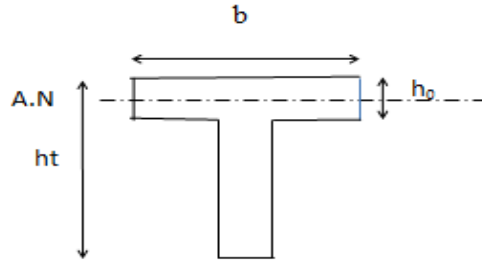


Fig II-29 –Position de l'axe neutre

➤ **Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,39 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,021 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,39 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,03 \text{ cm}^2. \Rightarrow A_s = 1,03 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,03) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

II.12.2.7.Ferrailage Sur appuis**a) Appuis intermédiaire**

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 5,72 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,72 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,104 \rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,138$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,945$$

$$\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,72 \times 10^3}{0,945 \times 18 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,97) = 0,97 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix : $A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$** **II.12.2.8.Appuis de rive**

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 1,91 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{1,91 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,035 \rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,91 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,31) = 0,31 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

II.12.2.9. Les vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{11,66 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,54 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales A_t **- Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) \rightarrow \phi_t = 5,71 \approx 8\text{mm.}$$

➤ On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

- Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2 ; 40) \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

- La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots (*)$$

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^0 \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235\text{MPa.}; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj} \right)}{0,9 \cdot f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,54 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = -8,81 \times 10^{-6}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L91)

c) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,27; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

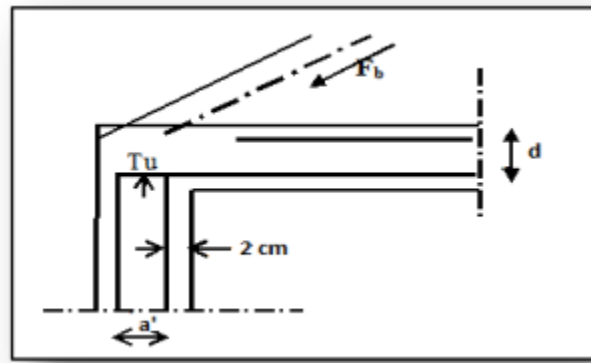


Fig-0-30–Compression de la bille d'about

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$$

a = la longueur d'appui de la bielle $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45^0 donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 11,66 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,015 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$$a = \min(36 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,015 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.12.2.9.1. Vérification à L' E .L .S

a) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

b) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau II-30 : Vérification des compressions.

/	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	5,72	3,64	0,138	0,536	Condition vérifiée
Travée	9,54	7,27	0,045	0,406	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq a \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : $l_a = l_s - 24,69\phi$ tel que : $l_s = 35\phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}$; $F_e = 400$)

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56\text{KN}.$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 11,66\text{KN} \leq 66,56\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 11,66 \times 10}{400} = 0,34\text{cm}^2.$$

$$A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,34\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u} ; (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; \text{ Pour les armatures à H.A } \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{11,66 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,37 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

f) Vérification de la flèche

D'après B.A.E.L 91 modifier 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 3,6 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{3,6}{500} = 0,0072 \text{ m.}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{360} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,055 > 0,044) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{360} \geq \frac{7,27}{10 \times 7,27} \right) \Rightarrow (0,055 < 0,1) \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,011 \geq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Vus que la 2^{ème} et la 3^{ème} conditions ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche. Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

➤ On va calculer

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_f} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_v}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

- Détermination du centre de gravité

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0 / 2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 (h - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s};$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 3}{(65 \cdot 4) + (20 - 4)12 + 15 \cdot 2,36};$$

$$y_G = 12,92 \text{ cm.}$$

- Détermination du moment d'inertie

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 12,90)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4.$$

- Charges prises en comptes

Charge avant mise de revêtement : $j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$.

Charge après mise de revêtement : $G = 5,04 \times 0,65 = 3,27 \text{ KN/m}^2$.

Charge total à l'E.L.S : $P = (G + Q); P = (5,04 + 1,5) \times 0,65 = 4,25 \text{ KN/m}^2$.

- **Calcul des moments correspondants**

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = [0,85 \times 1,82 \times (3,6)^2] / 8 = 2,51 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = [0,85 \times 3,27 \times (3,6)^2] / 8 = 4,51 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,25 \times (3,6)^2] / 8 = 5,85 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{2,51 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 65,65 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{4,51 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 117,96 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{5,85 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 153,01 \text{ MPa}.$$

- **Calcul des coefficients**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011;$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0,011} = 3,72;$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,488.$$

- **Calcul des coefficients (μ_i)**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}};$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 69,31) + 2,1} \right] = 0,71;$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 124,6) + 2,1} \right] = 0,48.$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 161,64) + 2,1} \right] = 0,4.$$

- **Calcul des moments d'inertie après fissuration**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 45542,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,72 \cdot 0,71)} = 13758,35 \text{ cm}^4;$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,72 \cdot 0,48)} = 17984,25 \text{ cm}^4;$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,72 \cdot 0,4)} = 20135,42 \text{ cm}^4;$$

$$I_{VG} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 0,48 \cdot 1,488)} = 29223,97 \text{ cm}^4.$$

- **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes**

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{2,51 \times (3,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 13758,35} = 0,074 \text{ cm};$$

$$F_{ig} = \frac{4,51 \times (3,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 17984,25} = 0,101 \text{ cm};$$

$$F_{ip} = \frac{5,85 \times (3,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 20135,42} = 0,117 \text{ cm};$$

$$F_{vg} = \frac{4,51 \times (3,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 29223,97} = 0,062 \text{ cm};$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,062 - 0,074 + 0,117 - 0,101 = 0,004 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,004 \text{ cm.}$$

$F_{\text{total}} = 0,004 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,74 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles RDC, étage courant selon la méthode analytique

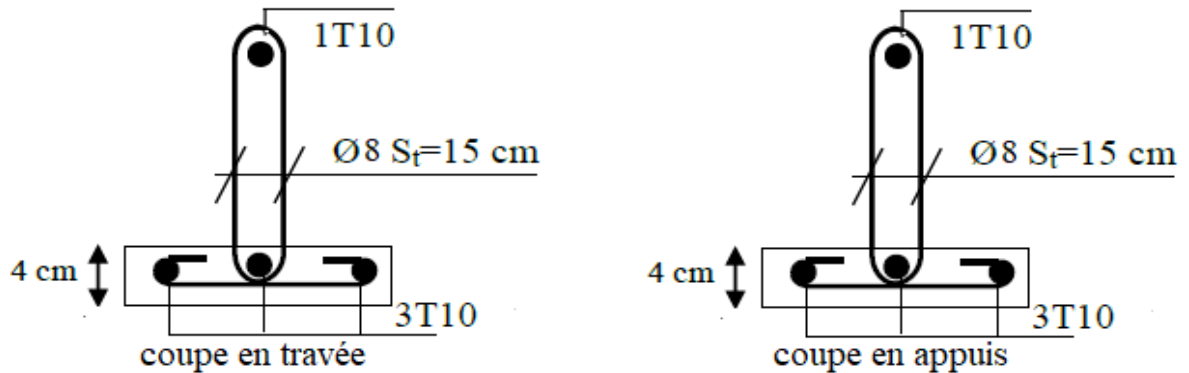


Fig II-31– Schéma de ferrailage des poutrelles de rives RDC, étages courant

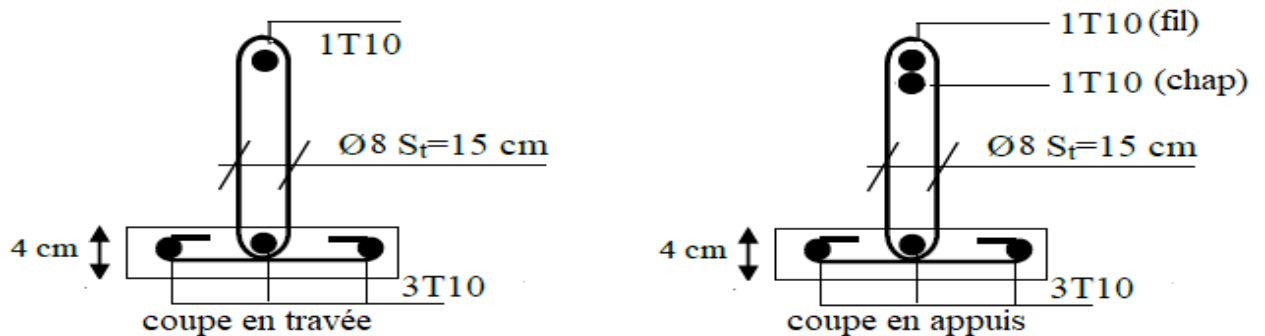


Fig II-32– Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires RDC, étages courant

II.13. Plancher terrasse

II.13.1. Etude des poutrelles Plancher terrasse

On a un types des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

Tableau II-31 :Les déférents types de poutrelles dans le plancher terrasse.

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	

II.13.1.1. Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Tableau II-32 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de Poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1	Non vérifiées (Fissuration peu préjudiciable).	<ul style="list-style-type: none"> la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable. 	Méthode des trois moments.

II.13.1.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

$$\left. \begin{array}{l} \text{E.L.U : } q_U = (1,35G + 1,5Q) \times b \\ \text{E.L.S : } q_S = (G + Q) \times b \end{array} \right\} \text{avec } b = 0,65\text{m}$$

Tableau II-33 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.

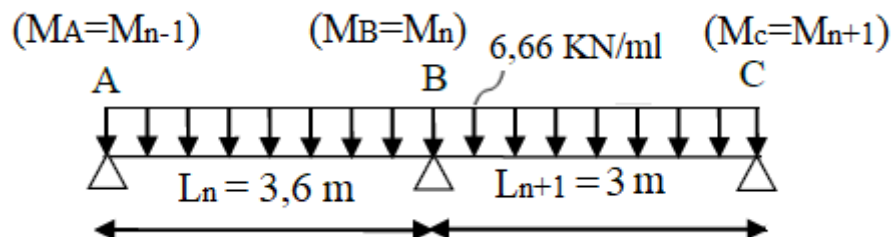
Désignation	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Etage courant, RDC	6,48	1	6,66	4,86

II.13.1.3. Calcul des sollicitations



Fig II-33– Types de poutrelles dans le plancher terrasse pour exemple de calcul

- E.L.U
- En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



- **Partie AB**

$$M_0^{AB} = \frac{Ql^2}{8} = 10,79 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = \frac{3,6}{2} = 1,80 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 2/3 \times 3,60 \times 10,79 = 25,9 \text{ m}^2.$$

- **Partie BC**

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 7,49 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,5 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 2/3 \times 3 \times 7,49 = 33,71 \text{ m}^2.$$

$$3,60M_A + 2(3,60+3) \cdot M_B + 3M_C = -6 \left[\left(\frac{25,9 \times 1,8}{3,6} + \left(\frac{33,71 \times 1,5}{3} \right) \right) \right].$$

$$\text{Avec: } M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = -2,16 \text{ KN.m.}$$

$$14,6M_B + 3,7M_C - 7,78 = -162,06$$

➤ **Les moments sur appuis**

$$M_A = -2,16 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = -6,47 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = -1,50 \text{ KN.m.}$$

➤ **Efforts tranchants**

$$AB \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{2,16 - 6,47}{3,6} + \frac{6,66 \times 3,6}{2} = 10,79 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,16 - 6,47}{3,6} - \frac{6,66 \times 3,6}{2} = -13,19 \text{ KN.} \end{cases}$$

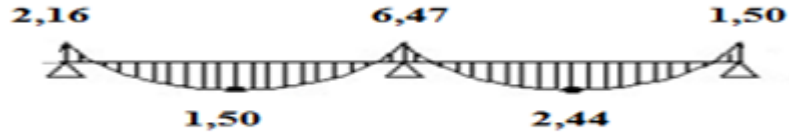
$$BC \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{6,47 - 1,50}{3} + \frac{6,66 \times 3}{2} = 11,65 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{6,47 - 1,50}{3} - \frac{6,66 \times 3}{2} = -8,33 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Les moments en travée**

$$M_{tAB} : M_A + M_B / 2 + M_{0AB} = 1,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} : M_B + M_C / 2 + M_{0BC} = - 2,44 \text{ KN.m}$$

➤ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants



FigII-34–Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]à ELU



Fig II-35–Diagramme des efforts tranchants T [KN] à ELU

Tableau II-34 :Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse).

Type	Travée	L (m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN. m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	A-B	3,6	7,24	1,45	1,45	5,07	9,82	-9,82	5,29	1,06	1,06	3,7	7,17	-7,17
2	A-B	3,6	10,79	2,16	6,47	1,50	10,79	-13,19	7,87	1,57	4,72	3,94	7,89	8,5
	B-C	3	7,49	6,47	1,50	-2,44	11,65	-8,33	5,47	4,72	1,09	0,20	-9,61	-6,08

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

Tableau II-35 :Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables				
	ELU				
	M ₀ max	M _t max	M _{a(rive)} max	M _{a(inter)} max	T _{max}
Terrasse	10,79 KN.m	5,07 KN.m	2,16 KN.m	6,47 KN.m	13,19 KN.

II.13.1.4. Ferrailage en travée**➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée**

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \text{ max}} = 5,07 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t'' < M_0$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression.

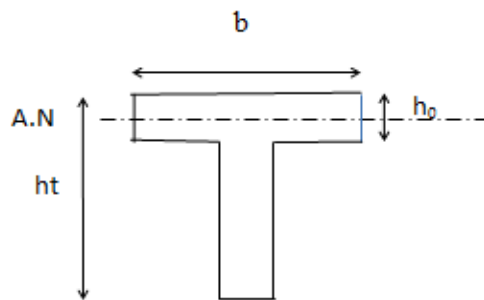


Fig II-36 –Position de l'axe neutre

⇒ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5,07 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,017 < 0,392 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\mu = 0,017 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,07 \times 10^3}{0,992 \times 18 \times 348} = 0,82 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,47 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 0,82) = 1,41 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

II.13.1.5. Ferrailage Sur appuis

a) **Appuis intermédiaire**

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 6,47 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{6,47 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,117 \rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,156$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,934$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,47 \times 10^3}{0,934 \times 18 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{a doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,11) = 1,11 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

b) Appuis de rive

$$M_{\text{a max(rive)}}^u = 2,16 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_{\text{a(inter)}}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,16 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,039 \rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,050$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{\text{a(inter)}}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,16 \times 10^3}{0,98 \times 18 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,35 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{a doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,35) = 0,35 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

II.13.2. Les vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{13,19 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,61 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

b) Section et écartement des armatures transversales A_t

- Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) \rightarrow \phi_t = 5,71 \approx 8 \text{ mm.}$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

- Calcul des espacements

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2 ; 40) \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

- La section des armatures transversales

$K=0$ (fissuration très préjudiciable).

$$\alpha = 90^0 \Rightarrow \text{Sin} \alpha + \text{Cos} \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa.}; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{1,15(0,61 - 0,3 \times 0 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = 5,97 \times 10^{-5}$$

- La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L91)

c) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,32; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la biellette est:

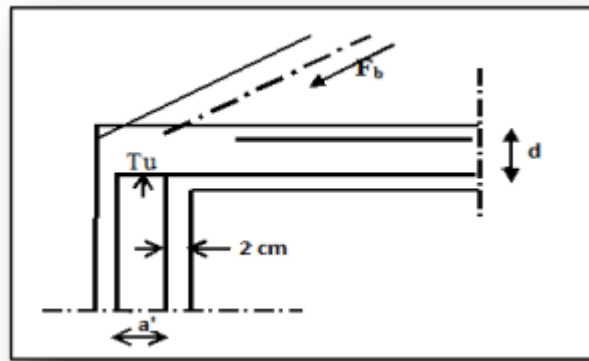


Fig II-37–Compression de la bille d'about

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$$

a = la longueur d'appui de la biellette $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13,19 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,016 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,016 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

II.13.2.1. Vérification à L' E .L .S

a) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si } : \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

b) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau II-36 : Vérification des compressions.

/	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	8,45	6,15	0,156	0,436	Condition vérifiée
Travée	9,11	6,66	0,021	0,433	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq a \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : $l_a = l_s - 24,69\phi$ tel que : $l_s = 35\phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}$; $F_e = 400$)

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56\text{KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 13,19\text{KN} \leq 66,56\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 13,19 \times 10}{400} = 0,38\text{cm}^2.$$

$$A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,38\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u} ; (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{ij} ; \text{ Pour les armatures à H.A } \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{13,19 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,42 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

f) Vérification de la flèche

D'après B.A.E.L 91 modifier 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 3,6 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{3,6}{500} = 0,0072 \text{ m.}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{360} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,056 \geq 0,045) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{360} \geq \frac{3,94}{10 \times 7,87} \right) \Rightarrow (0,055 \geq 0,05) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,011 \geq \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 3^{ème} condition ne pas vérifier; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

➤ Détermination du centre de gravité

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0 / 2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 (h - h_0) / 2] + \eta A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta A_s};$$

$$y_G = \frac{(65,4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 3}{(65,4) + (20 - 4)12 + 15 \cdot 2,36};$$

$$y_G = 12,92 \text{ cm.}$$

➤ Détermination du moment d'inertie

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t-y_G)^3}{3} + 15A_s(d-y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(12,90)^3}{3} - \frac{(65-12)(12,90-4)^3}{3} + \frac{12(20-12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36(18-12,90)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4.$$

➤ **Charges prises en comptes**

Charge avant mise de revêtement : $j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$.

Charge après mise de revêtement : $G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/m}^2$.

Charge total à l'E.L.S : $P = (G + Q); P = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,86 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Calcul des moments correspondants**

$$M_j = 0,85 \times j \times L^2 / 8 = [0,85 \times 1,82 \times (3,6)^2] / 8 = 2,51 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,21 \times (3,6)^2] / 8 = 5,80 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,86 \times (3,6)^2] / 8 = 6,69 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{2,51 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 65,65 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{5,80 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 151,70 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{6,69 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 174,98 \text{ MPa}.$$

➤ **Calcul des coefficients**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011;$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 21}{(2 + 3(12/65)) \cdot 0,011} = 3,72;$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,488.$$

➤ **Calcul des coefficients (μ_i)**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}};$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 65,65) + 2,1} \right] = 0,74;$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 151,70) + 2,1} \right] = 0,42$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 174,98) + 2,1} \right] = 0,38$$

➤ **Calcul des moments d'inertie après fissuration**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 45542,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,72 \cdot 0,74)} = 13349,21 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,72 \cdot 0,42)} = 19550,79 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,72 \cdot 0,38)} = 20756,10 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{VG} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 0,42 \cdot 1,488)} = 30829,63 \text{ cm}^4 .$$

➤ **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes**

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{2,51 \times (3,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 13349,21} = 0,076 \text{ cm};$$

$$F_{ig} = \frac{5,80 \times (3,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 19550,79} = 0,120 \text{ cm};$$

$$F_{ip} = \frac{6,69 \times (3,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 20756,10} = 0,130 \text{ cm};$$

$$F_{vg} = \frac{5,80 \times (3,6)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 30829,63} = 0,076 \text{ cm};$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0,076 - 0,076 + 0,120 - 0,130 = -0,01 \text{ cm}$$

$$F_{total} = -0,01 \text{ cm}$$

$F_{total} = -0,01 \text{ cm} < f_{adm} = 0,74 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles Plancher terrasse selon la méthode analytique

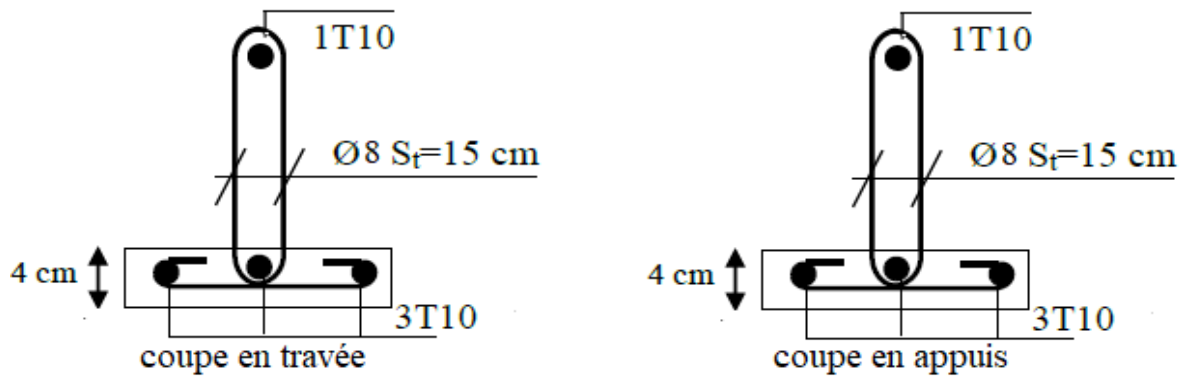


Fig II-38 –Schéma de ferrailage des poutrelles de rives Plancher terrasse

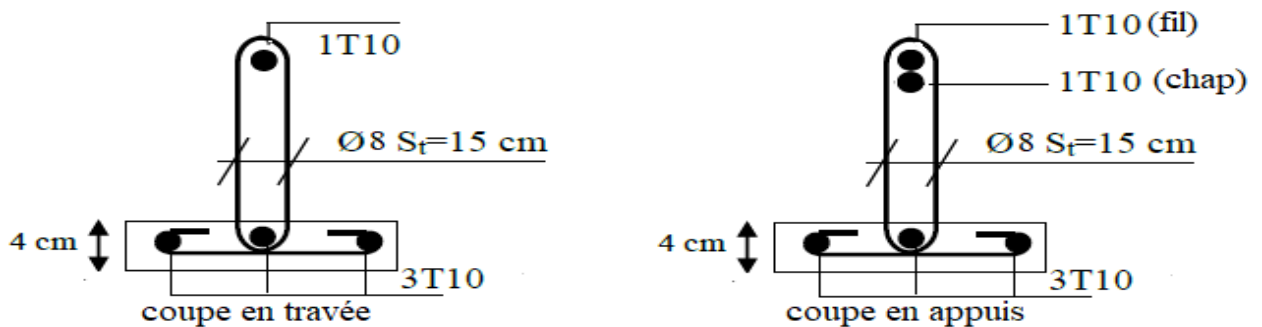


Fig II-39 –Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires Plancher terrasse

II.14. Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm (6 barre. Par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 20cm (6 barre. Par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm.}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm.}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures.

➤ Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m.}$$

$$F_e = 235\text{MPa.}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm.}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- On prend $A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- On prend $A_{//} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{m.}$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 5$ avec un espacement de 15 cm.

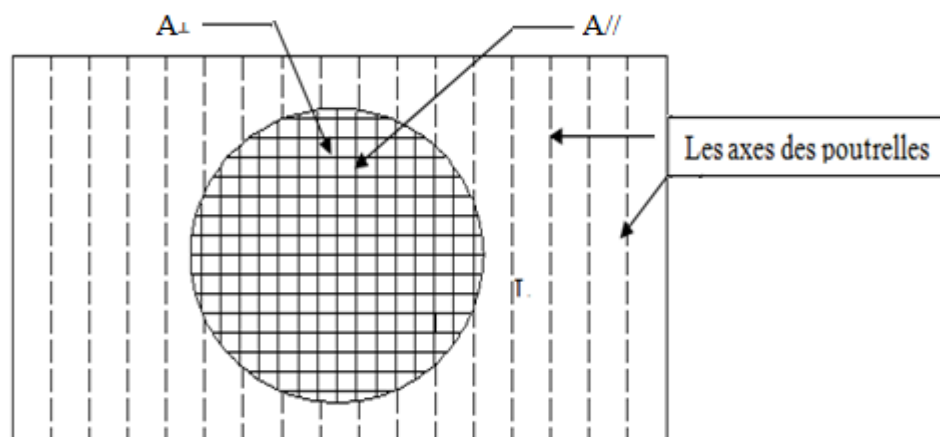


Fig II-40 –Schéma de Ferrailage de la dalle de compression

II.15. Calcul des éléments non structuraux

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **BAEL91** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**), le calcul va concerner les éléments suivants :

- l'acrotère.
- les balcons.
- Les escaliers.

II.15.1. Etude de l'acrotère

L'acrotère se comporte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- L'effet normal dû à son poids propre G .
- La surcharge horizontale due à la main courante Q .
- **Schéma statique**

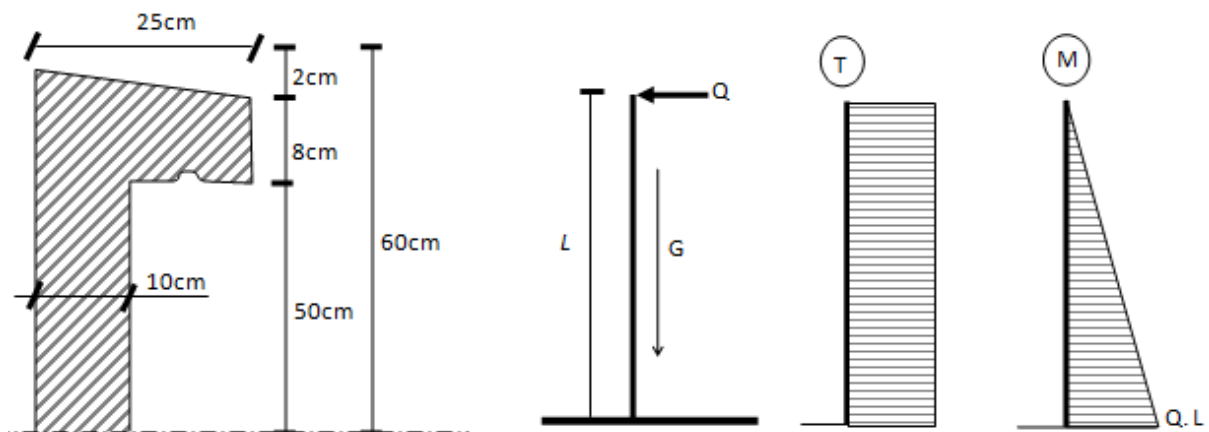


Fig II-41 –Représentation des actions agissantes sur l'acrotère

II.15.1.1. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

- **D'après le R.P.A 99** (version 2003 Article 6-3) : $F_p = 4.C_p.A.W_p$

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5Q$

Avec :

$$A=0,15 ; C_p = 0,8 ; W_p = 1,83$$

$$F_p = 0,88\text{KN} < 1,5.Q = 1,5\text{KN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Tableau II- 37: Calcul des sollicitations.

État limite ultime (E.L.U.R)	État limite de service(E.L.S)
$N_u = 1,35 \times G = 2,47 \text{ KN / ml}$	$N_{ser} = N_G = 1,83 \text{ KN / ml}$
$M_u = 1,5 \times Q \times h = 0,9 \text{ KN.m}$	$M_{ser} = M_Q = Q \times h = 0,6 \text{ KN.m}$
$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN}$	$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \text{ KN}$

II.15.1.2. Calcul de l'excentricité

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,47} = 0,36 \text{ m} \\
 \rightarrow e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = 0,00144 \text{ m} \\
 \rightarrow e_a = \text{Max} \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = 2 \text{ cm} \\
 \rightarrow e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,381 \text{ m} \Rightarrow e_0 > \left(\frac{h_0}{2} - C' \right)
 \end{array} \right.$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures ou bien la section partiellement comprimé.

II.15.1.3. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

➤ État limite ultime (E.L.U.R)

$$e_{ua} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,421 \text{ m.}$$

$$M_{ua} = N_{ua} \cdot e_{ua} = 0,104 \text{ KN.m.}$$

➤ État limite de service (E.L.S)

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,33 \text{ m.}$$

$$M_{sa} = N_{sa} \cdot e_{sa} = 0,68 \text{ KN.m.}$$

II.15.1.4. Calcul du ferrailage (E. L. U. R)

➤ Le calcul se fait sur une section rectangulaire

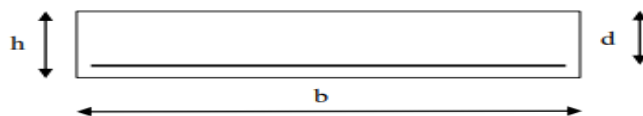


Fig II-42 –Section d'acrotère à ferrailer

II.15.1.4. 1. Calcul des moments réduits

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,04 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

II.15.1.4.2. Vérification de l'existence des armatures comprimés A'

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

$\mu < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \rightarrow$ Armatures comprimées non nécessaires.

II.15.1.4.3. Calcul des paramètres caractéristiques de la section

- Coefficient de la fibre neutre : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$;
- Ordonnée de la fibre neutre : $y = \alpha \times d = 0,011 \times 0,09 = 0,001$;
- Bras de levier du couple interne : $Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,011) = 0,09 \text{ m}$;

II.15.2. Détermination de la section théorique des aciers tendus**II.15.2.1. Section d'armatures en flexion simple**

$$A_u = \frac{M_{UA}}{Z_b \times \sigma_S} = \frac{1,04}{0,09 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

II.15.2.2. Section d'armatures en flexion composée

$$A_{fc} = A_U - \frac{N_U}{100 \times \sigma_S} = 0,33 - \frac{2,47 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures principales**

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

II.15.2.3. Espacement D'après le B.A.E.L 91 : $e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$. Nous avons adopté : 4T8 Soit : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$.

II.15.2.4. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

II.15.2.4.1. Espacement D'après B.A.E.L91

$$e \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$. Nous avons adopté : 4T8 Soit : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

II.15.2.4.2. Vérifications

Contrainte de cisaillement à l'E.L.U

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

$$T = 1,5Q = 1,5K \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) \Leftrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à l'E.L.S

➤ **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 30,15 y_1 - 271,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,05 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,05)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,05)^2 \Rightarrow I = 1524,65 \text{ cm}^4$$

II.15.2.4.3. Détermination des contraintes dans

- **le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1$$

$$\sigma_b = \frac{0,68 \times 10^3}{1524,65} \times 2,05 = 0,91 \text{MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,91 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **l'acier tendue σ_{st}**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $n = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{680}{1524,65} (9 - 2,05) = 46,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

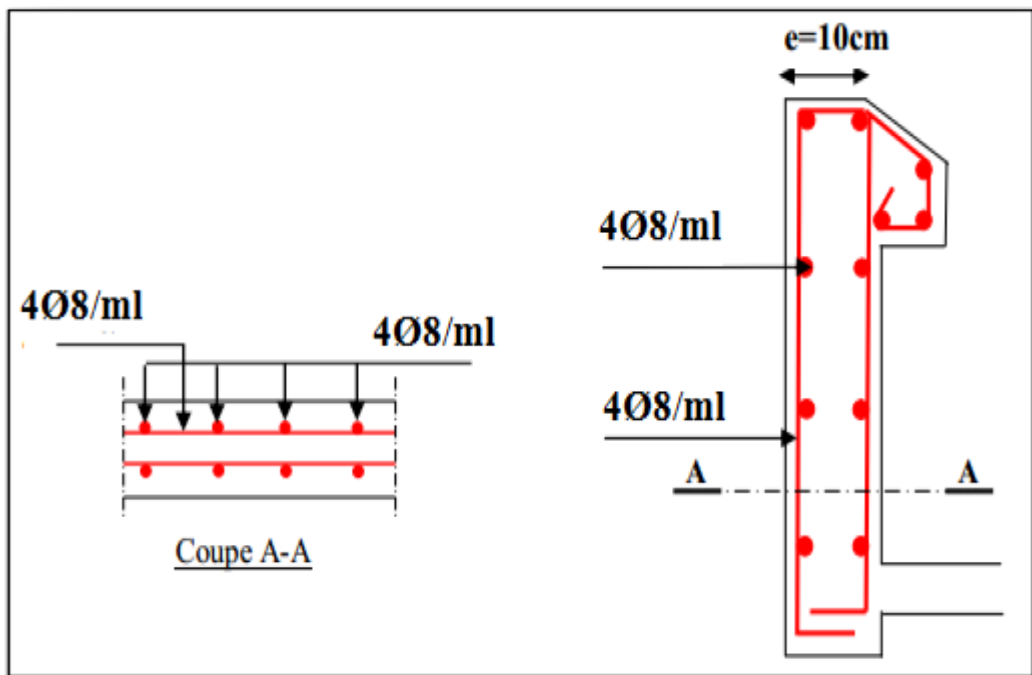


Fig II-43 –Schéma d’acrotère de ferrailage

II.15.3. Calcul des balcons

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

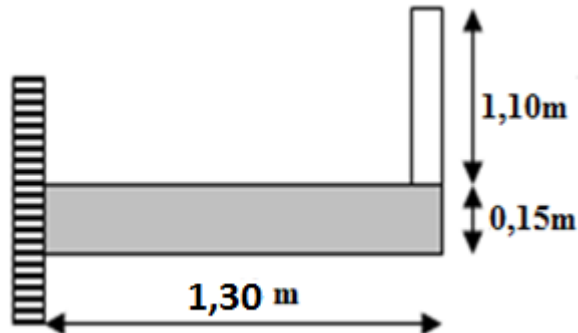


Fig II-44 –Schéma représente type de balcon

II.15.3.1. Evaluation des charges et surcharges

- Poids propre de balcon : $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$.
- Surcharge sur le balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

II.15.3.2. Combinaisons des charges

- $Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN}$
- $Q_s = G + Q = 8,77 \text{ KN}$

II.15.3.3. Calcul de la charge concentrée

- $P = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 1,43 \text{ KN}$
- $P_u = 1,35P = 1,93 \text{ KN}$.
- $P_s = 1,43 \text{ KN}$.

II.15.3.4. Calcul des moments et des efforts tranchant

$$M_{\max} = -\frac{Q_u L^2}{2} - P_u L = -12,95 \text{ KN.m.} \quad T_{\max} = Q_u \cdot L + P_u = 18 \text{ KN.}$$

II.15.3.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

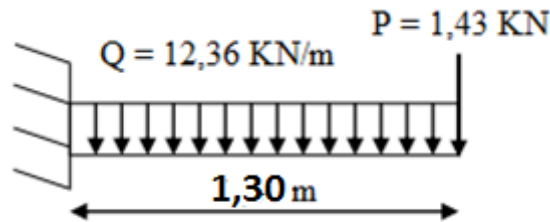


Fig II-45 –Schéma représente le type de balcon.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}, M_{\max} = 12,95 \text{ kN.m}$

Tableau II- 38 :Calcul de ferrailage de balcon.

Moment ultime M_u	M_u	12,95(KN.m)	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,050	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,064	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,974	
Section d'aciers A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	4,31cm ²	

II.15.3.5.1. Condition non fragilité

$$A_{\min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_c} \times 0,23 = \frac{100 \times 13,5 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,63 \text{ cm}^2$$

On remarque que $A_{\text{calcul}} = 4,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$; donc le ferrailage se fera avec A_s :

$A_{\text{adopt}} = 4T12/ml \rightarrow 4,52 \text{ cm}^2/ml$ Avec un espacement $e = 33 \text{ cm}$.

II.15.3.5.2. Les armatures de répartition A_r

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

On prend 4T8 \rightarrow 2,01 cm²/ml Avec un espacement $e = 33$ cm.

II.15.3.5.3. Les vérifications**➤ Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{18 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

➤ Vérification d'adhérence des barres

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{18 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,18 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

II.15.3.5.4. Vérification a l'E.L.S

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$;

La contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$.

➤ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2 \Rightarrow I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

$$50 y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{9,27 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 4,13 \text{MPa}$
 - $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{MPa}$
 - $\sigma_{bc} = 4,13 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$.
- } \Rightarrow Condition vérifiée

➤ **Détermination de contrainte dans l'acier tendue σ_{st}**

- $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 202 \text{MPa}$
 - $\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 167,05 \text{MPa}$.
 - $\sigma_{st} = 167,05 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{MPa}$.
- } \Rightarrow Condition vérifiée

II.15.3.5.5. Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{cm}^2 \text{ on adopt } 4\text{T8/ml} \rightarrow 4,01 \text{cm}^2$$

II.15.3.5.5.1 Vérification de la flèche

On doit vérifier que : $F_{cal} < F_{adm}$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{(1,30)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 31012,84} \left[\frac{8,77 \times 1,30}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,042 \text{cm}$$

$$F_{adm} = L/250 = 150/250 = 0,60 \text{cm}$$

$$F_{cal} = 0,042 \text{ cm} < F_{adm} = 0,60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

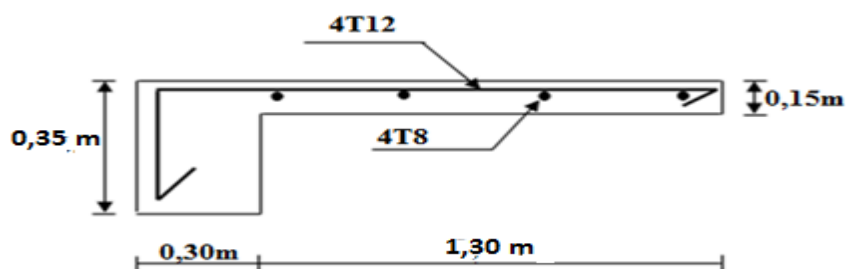


Fig II-46 –Schéma de ferrailage du balcon

II.15.4.Étude d'escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie,

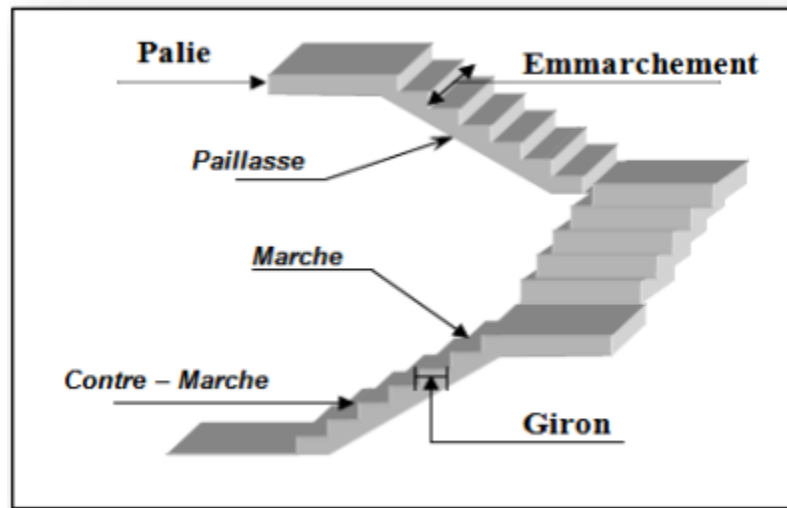


Fig II-47 –Les éléments d’une volée d’escalier

II.15.4.1. Dimensions des escaliers

➤ Pour déterminer g et h on utilise la relation de blondel :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ ($H = n.h = \frac{h_e}{2}$)

Avec :

n : Nombre de contre marches

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

L: Projection horizontale de la longueur totale de la volée . $L = (n - 1)g$

➤ Les escaliers de notre projet sont à deux volées droites avec un palier de repos.

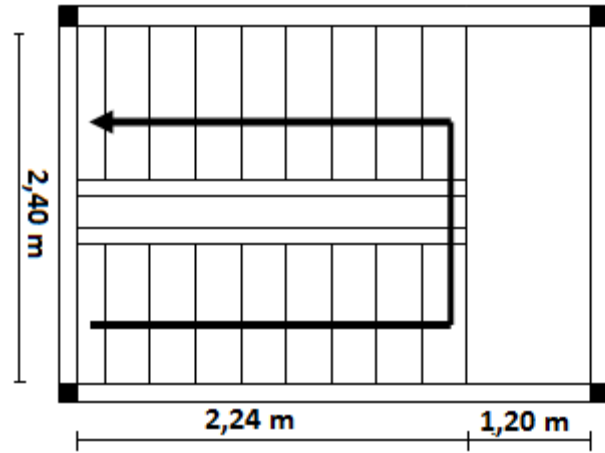


Fig II-48 –Vu en plan de l'escalier

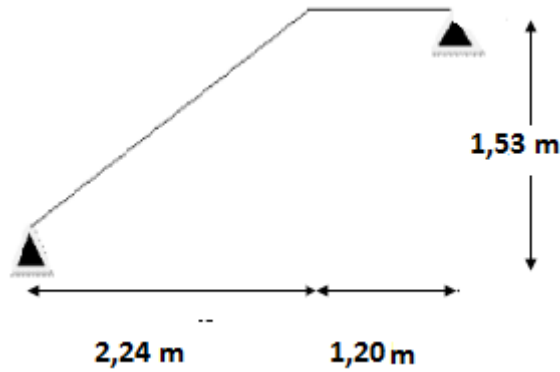


Fig II-49 –Schéma statique de l'escalier

II.15.4.2. Dimensionnement des Marches et contre marches

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ ($H = n.h = \frac{h_e}{2}$)

$h = H/n$ et $g = L/(n - 1) \rightarrow$ Donc d'après Blondel on a : $m = (L/(n - 1)) + 2 \times H/n$

Et puis : $mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots(2)$

Avec : $m = 64\text{cm}$, $H = 153 \text{ cm}$ et $L = 224\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64 n^2 - 594 n + 306 = 0$

Nombre de contre marche : n=9

Nombre de marche : n-1= 8

$h = 153/9 = 17 \text{ cm}$.; $g = L/(n - 1) = 28 \text{ cm}$.

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} . \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II.15.4.3. Evaluation des charges et surcharges

Épaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow 8,78 \text{ cm} \leq e_v \leq 13,17 \text{ cm} \rightarrow e_v = 12 \text{ cm}.$$

Épaisseur de la volée (e_v) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,85} = 14,12 \text{ cm} . \rightarrow e_p = 15 \text{ cm}.$$

➤ Paillasse

Palier

Charge permanente : $G = 7,27$

Charge permanente : $G = 4,86 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $2,5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,56 \text{ kN/m}$

$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \text{ kN/m}$

$q_{\text{ser}} = G + Q = 9,77 \text{ kN/m}$

$q_{\text{ser}} = G + Q = 7,36 \text{ kN/m}$

II.15.5. Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 > 10 \% ; \text{ On garde le schéma statique réel.}$$

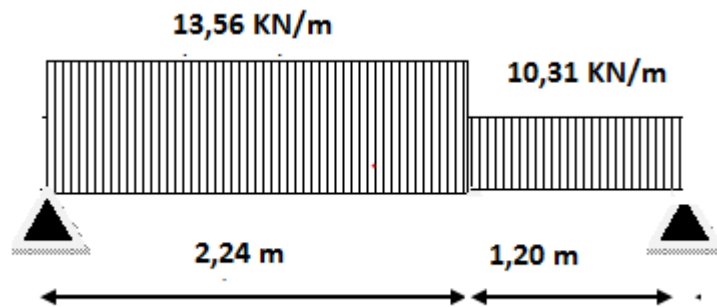


Fig II-50 –Schéma statique des charges de l'escalier

II.15.5.1. État limite ultime (E.L.U.R)

➤ Les réactions d'appuis :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 42,75 \text{ KN.}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \Rightarrow R_b = 20,10 \text{ KN.} ; R_a = 22,65 \text{ KN.}$$

➤ **Moment fléchissant max**

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) \Rightarrow T(x) = 20,10 - 13,56x$$

Pur $T(x)=0 \rightarrow x = 1,67\text{m}$

$$M(1,67) = 22,65 \times 1,67 - 13,56 \times \frac{(1,67)^2}{2} \Rightarrow M_{\max} = 18,92 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments maximaux en travée**

$$M_{\max} = 18,92 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{travée}} = 0,85 \times M_{\max} = 16,08 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments maximaux en appuis**

$$M_{\max} = 18,92 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appuis}} = 0,40 \times M_{\max} = 7,57 \text{ KN.m}$$

Tableau II- 39 :Calcul les efforts tranchants de l'escalier.

Effort tranchant		
Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 2,24\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 22,65 \text{ KN}$ $T(2,24) = -7,72 \text{ KN}$
$2,24\text{m} \leq x \leq 3,44\text{m}$		$T(x) = R_A - 2,24q_1 - q_2 \cdot (x - 2,24)$ $T(2,53) = -7,72 \text{ KN}$ $T(3,44) = -20,09 \text{ KN}$

II.15.5.2. Calcul de ferrailage de l'escalier à l'E.L.U.R

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

- En travée : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 10,8 \text{ cm}$; $M_t = 16,08 \text{ KN.m}$

➤ Sur appuis : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 12,6 \text{ cm}$; $M_t = 7,57 \text{ kN.m}$

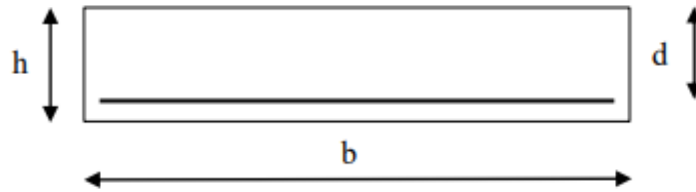


Fig II-51 –Section d’escalier à ferrailer

➤ En travée

Tableau II- 40 :Calcul de ferrailage d’escalier en travée.

Moment ultime M_u	M_u	16,08 (KN.m)	
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,097	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d’acier comprimé $A' = 0$
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,128	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,949	
Section d’aciers A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	4,51 cm^2/ml	

II.16.5.3. Condition de non fragilité

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{100 \times 10,8 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures principales**

$$A_{cal} > A_{min}$$

$$A_{adopt} = 5T14/\text{ml} \rightarrow 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **D'après le B.A.E.L 91 :**

$$e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 36\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopt}}}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,93\text{cm}^2 \quad \text{On prend } 4\text{T}10 \rightarrow 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **D'après le B.A.E.L 91**

$$e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 36\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Sur appuis**

Tableau II- 41 :Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	7,57(KN.m)	
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$	0,034	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,043	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,983	
Section d'aciers A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	1,76cm ² / ml	

➤ **Condition non fragilité**

$$A_{s\text{min}} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{100 \times 12,6 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **Armatures principales**

$$A_{\text{cal}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{adopt}} = 2T12/\text{ml} \rightarrow 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **D'après le B.A.E.L 91 :**

$$e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 42\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 33\text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopt}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2 \quad \text{On prend } 4T10 \rightarrow 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **D'après le B.A.E.L 91 :**

$$e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 42\text{cm} \quad \text{On prend : } e = 33\text{ cm.}$$

II.16.5.3.1. Les Vérifications

➤ **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant**

- $\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{22,65 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,21\text{ MPa.}$
 - $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28} ; 5\text{ MPa}) = 3,25\text{ MPa.}$
 - $\tau_u = 0,21\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{ MPa}$
- } \Rightarrow Condition vérifiée

➤ **Vérification au niveau des appuis**

- $A_{\text{min}} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$
 - $A_{\text{min}} = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(22,65 + \frac{7,57 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 2,57\text{ cm}^2$
 - $A_{\text{adm}} = 4,52\text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2,57\text{ cm}^2$
- } \Rightarrow Condition vérifiée

II.16.5.3.2. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{t \text{ max}} = 11,10\text{ kN.m ; déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{\text{max}} = 9,43\text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{\text{max}} = 4,44\text{ kN.m}$$

a) En travée

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$50y^2 + 52,8y - 570,24 = 0 \rightarrow y = 2,89\text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \rightarrow I = 4108,19 \text{ cm}^4.$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,43 \times 10^3}{4108,19} \times 2,89 = 6,63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 6,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sur appuis

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) \rightarrow y = 2,08 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

➤ **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 + (\eta \cdot A_s)(d - y)^2 \rightarrow I = 2590,84 \text{ cm}^4.$$

➤ **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,44 \times 10^3}{2590,84} \times 2,08 = 3,56 \text{ MPa}.$$

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

$$\sigma_b = 3,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche**

- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{360} = 0,047 \geq 0,033$

- $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0,003 \leq 0,005$

- Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

} \Rightarrow Conditions vérifiées

II.16.5.3.3. Schéma de ferrailage de l'escalier

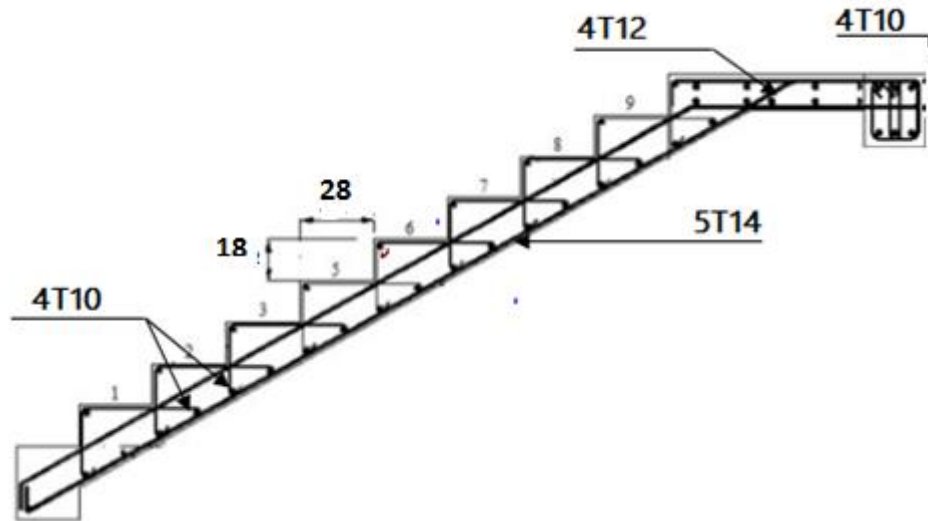


Fig II-52 –Ferrailage de l'escalier

II.17. Étude de la poutre palière

II.17.1. Dimensionnement

- Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 18,33 \text{ cm} \leq h \leq 27,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h = 30 \text{ cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

II.17.1.1. Vérifications des conditions du R.P.A 99/Version 2003

- $h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$.
 - $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 - $\frac{h}{b} = 1 \leq 4$.
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

II.17.1.2. Charges supportées par la poutre

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 1 = 2,25 \text{ kN/m}$
- Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 3,06 \times 2 = 6,12 \text{ kN/m}$
- Réaction du palier : $R_b(\text{ELU}) = 21,16 \text{ kN/ml}$

II.17.1.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{32,64 \times 2,75^2}{8} = 30,86 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 26,23 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 12,34 \text{ kN.m}$$

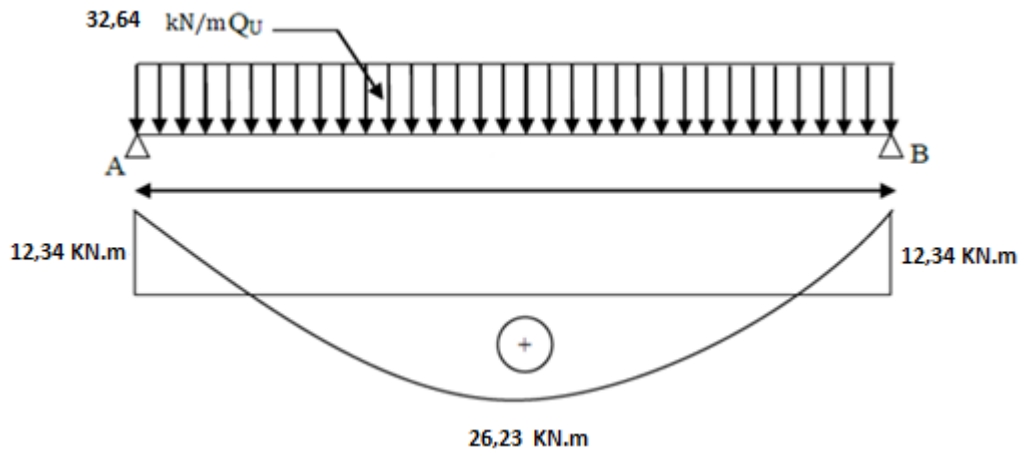


Fig II-53 –Diagramme du moment pour la poutre palière

II.17.1.4. Calcul du ferrillage à l'E.L.U

On a: $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

➤ En travée

Tableau II- 42 : Calcul de ferrillage de la poutre palière en travée.

Moment ultime M_u	M_u	26,23kN. m	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$	0,085	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,111	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,956	
Section d'aciers A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	2,92 cm ² /ml	

On prend comme choix **6T12** avec : $A_{adm} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Sur appuis**

Tableau II- 43 :Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	12,34 kN.m	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,040	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,051	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,978	
Section d'aciers A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	1,34 cm^2/ml	

On prend comme choix **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

II.17.1.4.1. Vérifications de la poutre palière

Tableau II- 44 :Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 6,79 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification de la contrainte à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 4,12 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

Vérification de la contrainte à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 2,62 < \overline{\sigma}_{bc}$ <p>Condition vérifiée</p>
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u$ <p>Condition vérifiée</p>

II.17.1.4.2. Ferrailage des armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right\} = \min\{10 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

➤ L'espacement

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

➤ D'après le R,P,A 99/2003 Article 7.4.2.2 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\Phi_1\} \Rightarrow$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow$ On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

II.17.1.4.3. Calcul de la flèche

- $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,105 \geq 0,062$
 - $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \rightarrow 0,105 \geq 0,085$
 - $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,0072 \leq 0,0105$.
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

II.17.1.4.4. Calcul de la poutre palière à la torsion

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

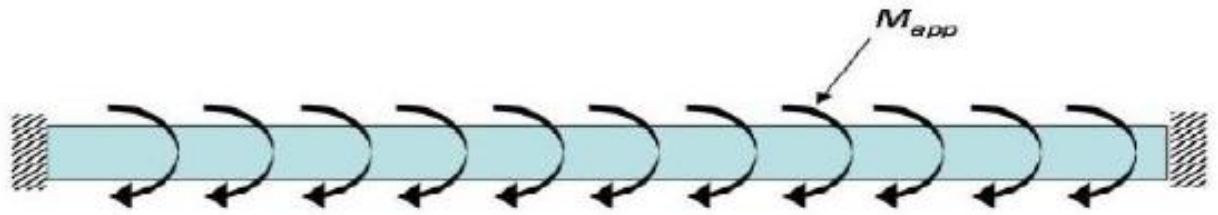


Fig II-54–La poutre palière à la torsion

II.17.1.4.5. Volée

$$M_{tors} = M_a \text{ (escalier)} = M_t = 6,78 \text{ kN.m}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement due à la torsion d'après le BAEL

$$\tau_{torsion} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{6,78 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,08 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{ul} \leq \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant

$$\tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,45 \times 10}{30 \times 27} = 0,26 \text{ MPa.}$$

➤ Résistance en torsion et flexion

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,26)^2 + (1,08)^2 = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{ulimite} \Rightarrow 1,23 \text{ MPa} \leq 11,08 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

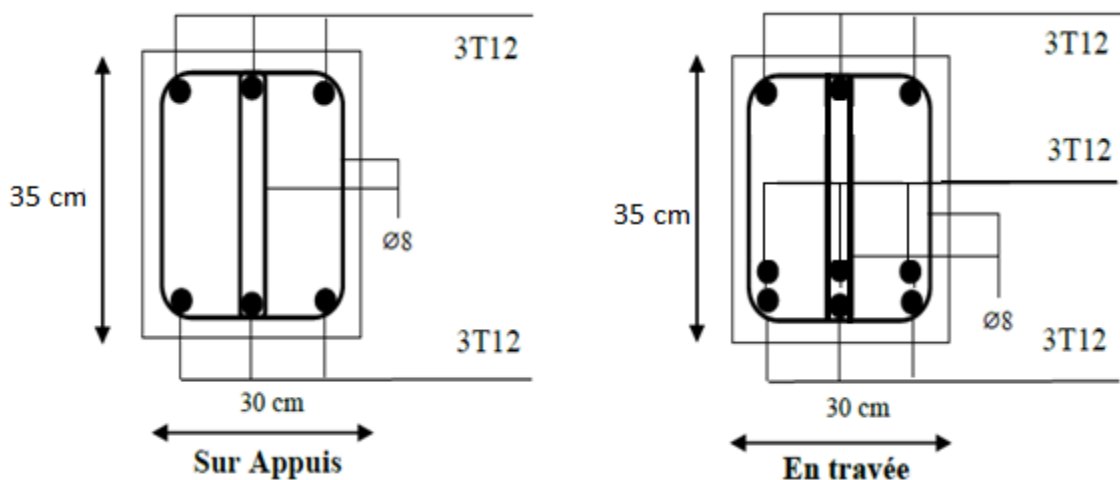


Fig II-55 –Schéma de ferrailage de la poutre palière

Chapitre III:

Etude dynamique comparative

III.1. Introduction

Il est essentiel d'étudier le comportement de la structure sous le chargement sismique pour assurer un niveau de performance acceptable de la structure et afin d'éviter les dégâts engendrés par le séisme. Dans ce chapitre, nous présentons l'analyse dynamique de type modal spectrale d'une structure en béton armé en (R+5) pour deux systèmes de contreventement avec la comparaison et l'interprétation des résultats selon le règlement parasismique algérien.

III.2.1. Présentation des systèmes de contreventement étudié

Pour notre cas, on va étudier deux systèmes de contreventement, le premier c'est système en voiles porteurs (2) et l'autre c'est système en portiques contreventés par des voiles (4b) selon le tableau 4.3 RPA99 Version 2003.

Il est à préciser que la seule différence entre les deux systèmes c'est juste la disposition des voiles tout en préservant le même système structurel. (Voir Tableau III-1)

Tableau III-1 : Présentation des systèmes structurels de l'ouvrage

<p>Système I</p> <p>Système en portiques contreventés par des voiles (4b)</p>	<p>✓ Les poteaux :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{R. D. C} : (40 \times 40)\text{cm}^2; \\ \text{1}^{\text{er}} \text{ étage au } \text{5}^{\text{ème}} \text{ étage: } (35 \times 35)\text{cm}^2; \end{array} \right.$ <p>✓ Les poutres :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{Les poutres principales} : (30 \times 35)\text{cm}^2; \\ \text{Les poutres secondaire: } (30 \times 30)\text{cm}^2. \end{array} \right.$ <p>✓ Les voiles :</p> <p>Epaisseur : 15 cm, (disposition selon la Figure III-5)</p>
<p>Système II</p> <p>Système en voiles porteurs (2)</p>	<p>✓ Les poteaux :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{R. D. C} : (40 \times 40)\text{cm}^2; \\ \text{1}^{\text{er}} \text{ étage au } \text{5}^{\text{ème}} \text{ étage: } (35 \times 35)\text{cm}^2; \end{array} \right.$ <p>✓ Les poutres :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \text{Les poutres principales} : (30 \times 35)\text{cm}^2; \\ \text{Les poutres secondaire: } (30 \times 30)\text{cm}^2. \end{array} \right.$ <p>✓ Les voiles :</p> <p>Epaisseur : 15 cm, (disposition selon la Figure III-6)</p>

III.2.2.Présentation de la structure

La modélisation de notre structure à l'aide du logiciel ETABS V.9.6.0de la structure avec les deux systèmes.

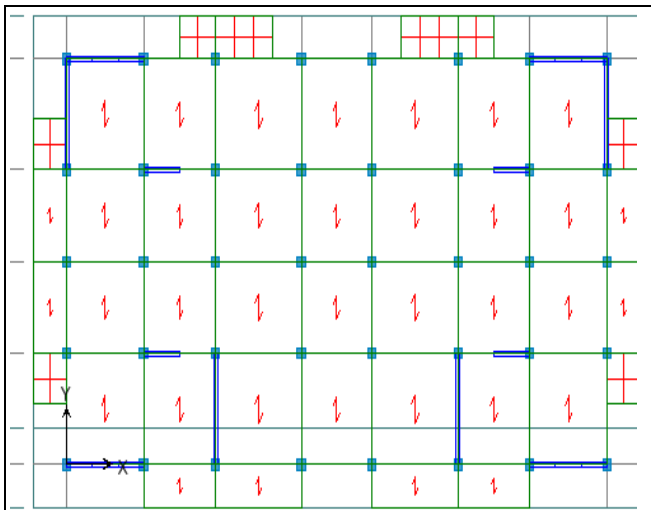


Fig III-1– Vue en plan. « Système 4b »

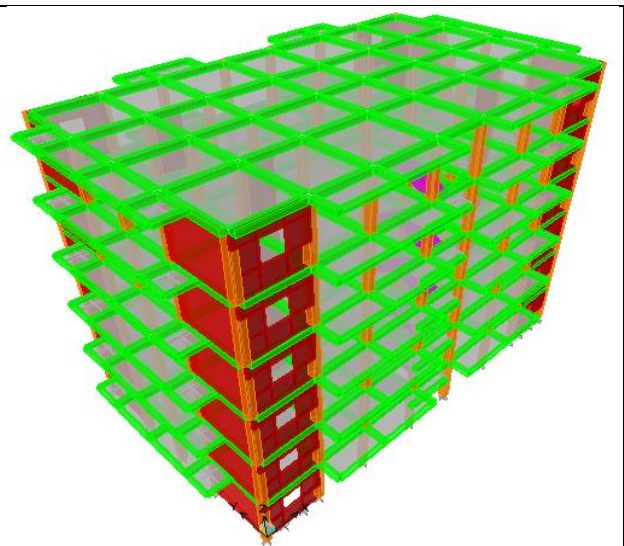


Fig III-2 – Vue en 3D « système 4b »

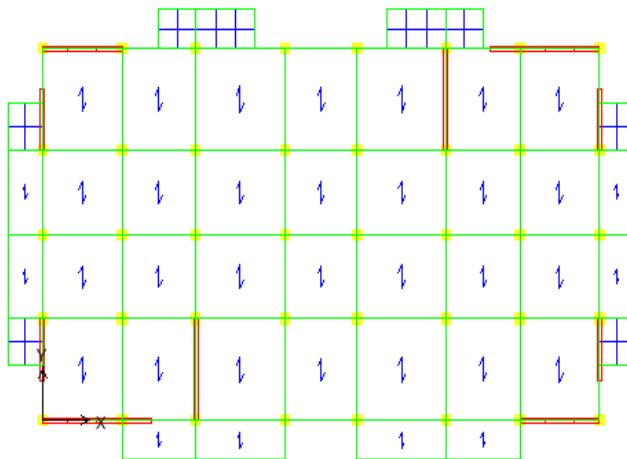


Fig III-3 – Vue en plan « Système 2 »

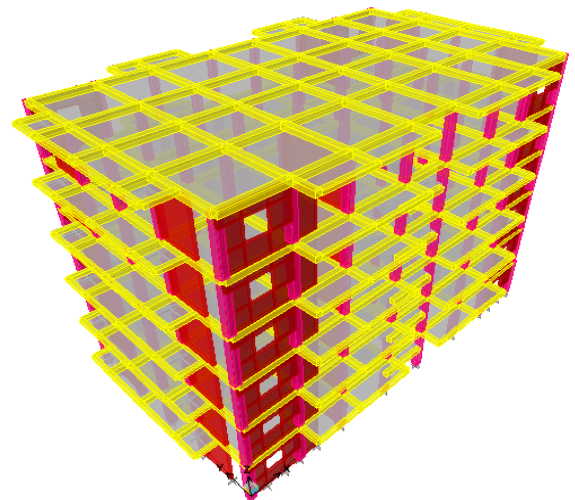


Fig III-4 – Vue en 3D « système 2 ».

III.5. La disposition des voiles

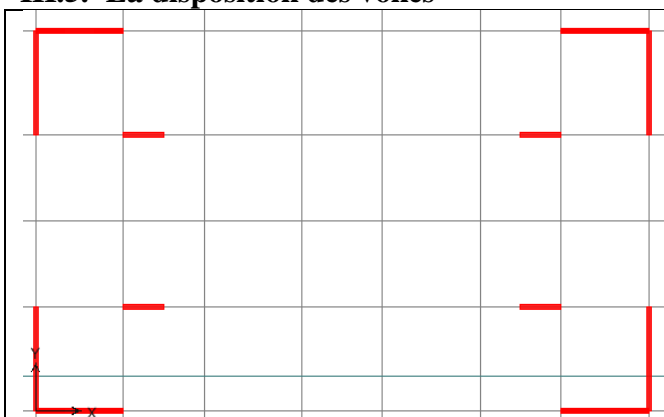


Fig III-5 – Disposition des voiles « système 4b »

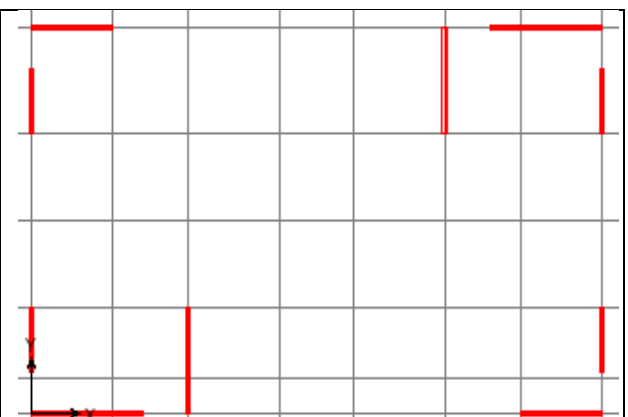


Fig III-6 – Disposition des voiles « système 2 »

III.2.3 Justification du choix du coefficient de comportement

D'après le RPA les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales pour le système (voiles porteurs « 2 ») et moins de 20% pour le système (en portiques contreventés par des voiles « 4b »). Alors il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges verticales entre les portiques et les voiles pour justifier le choix des valeurs du coefficient de comportement.

Les tableaux ci-dessus, représentent la répartition des charges entre les voiles et les portiques à la base pour les charges verticales à partir des résultats de l'ETABS :

► Sous charges verticales :

Tableau III-2 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Système	Voiles (KN)	Portiques(KN)	(%) Voiles	(%) Portiques
2 (Voiles porteurs)	9370,32	16840,38	35,75 > 20 %	64,25%
4b (Portiques Voiles)	5017,91	21198,99	19,14 < 20 %	80,86%

► Sous charges horizontales :

Tableau III-3 : Répartition des charges horizontales

Système	Voiles		Portiques		(%) Voiles		(%) Portiques	
	F1 (KN)	F2 (KN)	F1 (KN)	F2 (KN)	F1	F2	F1	F2
(Portiques Voiles) 4b	2244,5	2148,5	240,3	267,9	90,5%	88,9%	9,5%	11,1%
(Voiles porteurs) 2	2467	37,3	60,9	135,2	97,6%	21,6%	2,4%	78,4%

III.3.1. Détermination et vérification de l'excentricité

D'après le RPA 99version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

➤ Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

X_{CM}, Y_{CM} : Coordonnées du centre de masse.

X_{CR}, Y_{CR} : Coordonnées du centre de torsion (rigidité).

➤ Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par la R.P.A 99 Version 2003 Article 4.2.7 est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 23 = 1,15 \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 13,6 = 0,68 \end{pmatrix} \rightarrow e = 1.15.$$

III.3.2. Vérification de l'excentricité (Art 4.3 RPA99 Version 2003)

Les résultats s'afficheront comme suit :

Tableau III-4 : Vérification de l'excentricité à partir du logiciel ETABS « Système 4b ».

Système 4b								
Niveau	X _{CM} (m)	X _{CR} (m)	X _{CM} - X _{CR} (m)	5% L _x (m)	Y _{CM} (m)	Y _{CR} (m)	Y _{CM} - Y _{CR} (m)	5% L _y (m)
RDC	11.302	11.309	0,007	1,15	6.66	6.712	0,052	0,68
Etage 1	11.302	11.306	0,004	1,15	6.66	6.799	0,139	0,68
Etage 2	11.302	11.305	0,003	1,15	6.66	6.773	0,073	0,68
Etage 3	11.302	11.305	0,003	1,15	6.66	6.718	0,058	0,68
Etage 4	11.302	11.306	0,003	1,15	6.66	6.672	0,002	0,68
Etage 5	11.302	11.307	0,005	1,15	6.60	6.653	0,050	0,68
Condition vérifiée								

Tableau III-5 : Vérification de l'excentricité « Système 2 ».

Système 2								
Niveau	X _{CM} (m)	X _{CR} (m)	X _{CM} - X _{CR} (m)	5% L _x (m)	Y _{CM} (m)	Y _{CR} (m)	Y _{CM} - Y _{CR} (m)	5% L _y (m)
RDC	11.302	11.309	0,007	1,15	6.560	6.559	0.004	0,68
Etage 1	11.302	11.303	0,001	1,15	6.560	6.515	0.047	0,68
Etage 2	11.302	11.300	0,002	1,15	6.560	6.477	0.085	0,68
Etage 3	11.302	11.298	0,004	1,15	6.562	6.447	0.115	0,68
Etage 4	11.302	11.298	0,004	1,15	6.570	6.431	0.141	0,68
Etage 5	11.302	11.298	0,004	1,15	6.550	6.440	0.112	0,68
Condition vérifiée								

III.4. Le poids total de la structure « W » (Formule 4.5/ RPA99 Version 2003)

On calcule le poids total de la structure de la méthode suivante :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec } W_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

« β » : Coefficient de pondération est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre structure (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) $\Rightarrow \beta = 0,2$

Tableau III-6 : valeurs des poids cumulés et poids d'étage

Niveaux	Système 4b		Système 2	
	Poids d'étage (KN)	Poids cumulés (KN)	Poids d'étage (KN)	Poids cumulés (KN)
RDC	4446,6	26216,9	4445,5	26210,7
Etage1	4331,8	21770,3	4330,8	21765,2
Etage2	4331,8	17438,5	4330,7	17434,4
Etage3	4331,8	13106,7	4330,8	13103,7
Etage4	4331,8	8774,9	4330,8	8772,9
Etage5	4443,1	4443,1	4442,1	4442,1

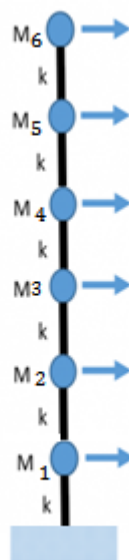


Fig III-7 – Système brochette

Tableau III-7 : Le poids total de la structure.

	Système 4b	Système 2
Poids total (KN)	26216,9	26210,7

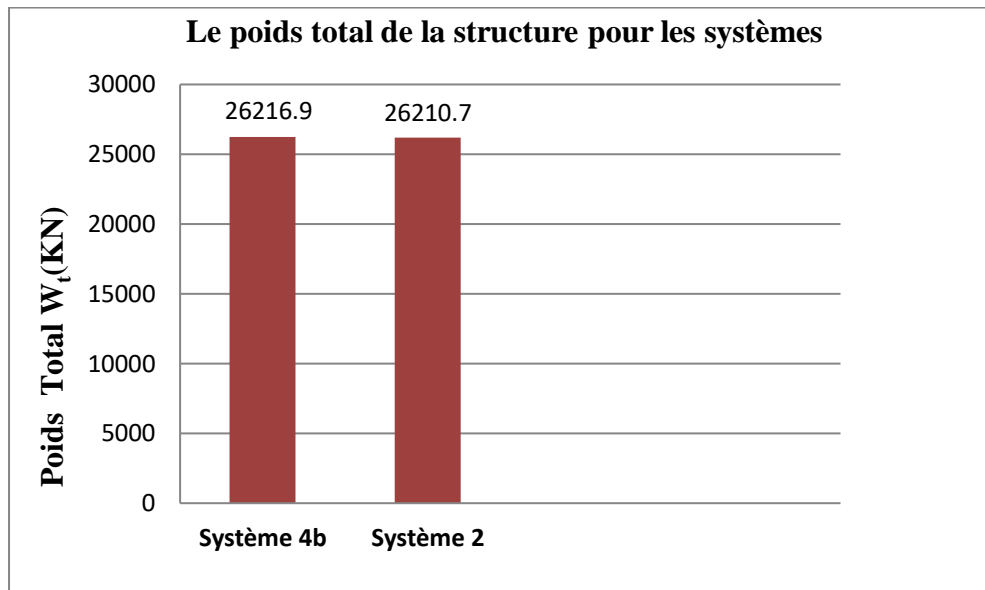


Fig III-8 – Le poids total de différents modèles

La **figure III-8** ci-dessous montre les valeurs du poids total de la structure pour les deux systèmes. On remarque que le poids total de la structure est presque le même pour les deux systèmes car c'est juste la disposition des voiles qui a été changé avec une conservation relative des longueurs d'où la similitude des valeurs.

III.5. Spectre de réponse RPA 99 Version 2003

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on a utilisé le programme «RPA99» qui nous a permis de donner les valeurs du spectre de réponse.

Selon « RPA 99 Version 2003 » L'action sismique est indiquée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{S_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

Tableau III-8 : Les données du spectre réglementaire

Système	Zone	Coefficient de comportement	Groupe d'usage	Site	Facteur de qualité	Coefficient D'amortissement
(2)	IIa	R = 3,5	2	S1	Q=1.15	$\xi = 10\%$
(4b)		R = 4				$\xi = 7\%$

III.6. Détermination des différents facteurs et coefficients selon RPA99 version 2003

Avant de commencer les calculs et les vérifications, on doit déterminer les facteurs et les coefficients suivants :

III.6.1. Coefficient d'accélération « A » (Tableau 4.1 RPA99 Version 2003)

Groupe d'usage 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne

Zone sismique IIa : sismicité moyenne → **A = 0,15**

III.6.2. Coefficient de comportement de la structure « R » (Tableau 4.3 RPA99 Version 2003)

- Pour le système 2 **R= 3,5;**
- Pour le système 4b **R= 4;**

III.6.3. Facteur de qualité « Q » (Tableau 4.4 RPA99 Version 2003)

Tableau III-9 : Valeurs de la pénalité P_q .

Critère q	P_q	
	observé	Non observé
1. Condition minimale sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. La régularité en plan	0	0,05
4. La régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle la qualité de l'exécution	0	0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum P_q$

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,15 \rightarrow \mathbf{Q = 1,15}$$

III.6.4. Pourcentage d'amortissement critique « ξ » (Tableau 4.2/ RPA99 Version 2003)

Pour le système (2) voile ou murs en béton armé → $\xi = 10\%$

Pour le système (4b) $\left\{ \begin{array}{l} \text{portique en béton armé} \\ \text{remplissage dense} \end{array} \right\} \rightarrow \xi = 7\%$

III.6.5. Facteur d'amplification dynamique moyenne « D » (Formule 4.2/ RPA99 Version 2003)

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

III.6.6. Le facteur de correction d'amortissement « η » (Formule 4.3/ RPA99 Version 2003)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,764 \geq 0,7, \text{ pour le Système (2)}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,882 \geq 0,7, \text{ pour le Système (4b)}$$

III.6.7. La valeur de la période fondamentale « T » (Formule 4.7/ RPA99Version 2003)

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

Q : Facteur de qualité ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,

On a :

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

$$\text{Sol rocheux (site1)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15\text{sec} \\ T_2 = 0,30\text{sec} \end{cases}$$

$$T = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

T = La valeur de la période fondamentale le T

$$h_N = 18,36 \text{ m}$$

$$C_t = 0,05$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

* Système 4b

$$D_x = L_x = 23 \text{ m} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,443 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{18,36}{\sqrt{23}} = 0,344 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = 0,344 \text{ s}$$

$$D_y = L_y = 13,6 \text{ m} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,443 \text{ s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{18,36}{\sqrt{13,6}} = 0,448 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_y = 0,443 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ s} \rightarrow 0,30 \leq 0,344 \leq 3,0$$

$$D_x = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,882 \times (0,30/0,344)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 2,013$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ s} \rightarrow 0,30 \leq 0,443 \leq 3,0$$

$$D_y = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,882 \times (0,30/0,443)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,70$$

***Système 2**

$$D_x = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,764 \times (0.30/0.344)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,74$$

$$D_y = 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,764 \times (0.30/0.443)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,47$$

III.7. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

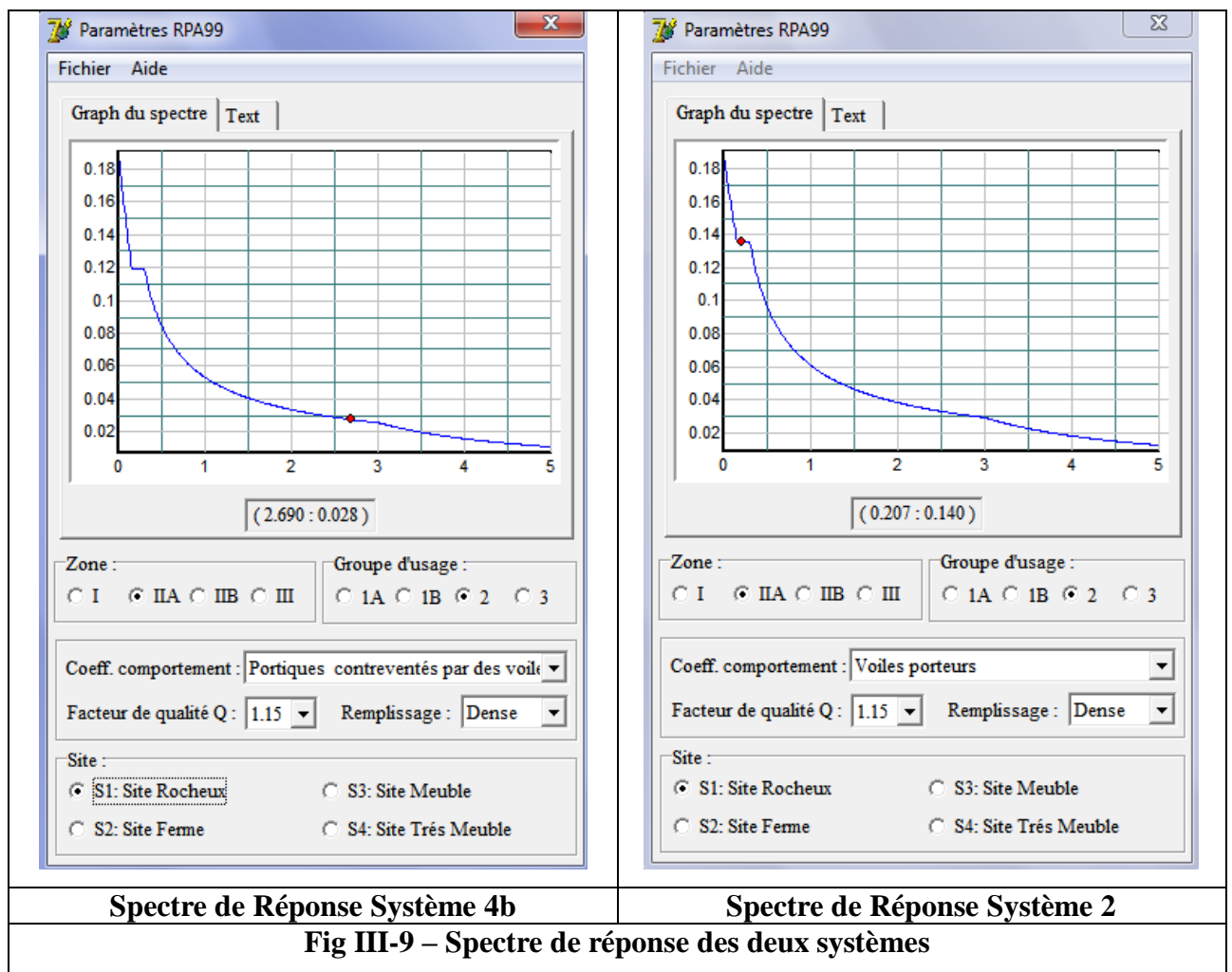
D'après RPA99 version 2003, la force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Après la détermination des coefficients « A, D, Q, W et R », on doit calculer la force sismique « V ».

Tableau III-10 : La force sismique V_x ; V_y .

	D_x	D_y	$W_t(KN)$	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	$0,8V_x$	$0,8 V_y$
Système 2	1,74	1,47	26210,7	2247,75	1898,96	1798,20	1519,17
Système 4b	2,013	1,70	26216,9	2275,91	1922,03	1820,73	1537,62



III.8. Analyse modale spectrale

III.8.1. Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.8.2. Modélisation

Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment, celui-ci est alors représenté par un modèle plan encasté à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul degré de liberté en translation horizontale.

III.8.3. Détermination et vérification de la période

Comme la période propre de la structure traduit d'une manière fidèle sa rigidité, c'est-à-dire tant que la période du premier mode est faible tant que la structure est plus rigide et inversement elle est plus flexible tant que cette période est plus élevée.

Tableau III-11 : Détermination de la période par le logiciel ETABS.

Modes	Systèmes	
	Système 2 (s)	Système 4b(s)
1	0.445	0.421
2	0.396	0.417
3	0.122	0.270
4	0.111	0.104
5	0.100	0.098
6	0.055	0.063
7	0.052	0.049
8	0.046	0.045
9	0.035	0.032
10	0.034	0.030
11	0.029	0.029
12	0.026	0.024

III.8.4. Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA99 Version 2003)

On doit vérifier que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

Tableau III-12 : Vérification de la période.

Systèmes	$T_{dynamique}(s)$	$T_{statique}(s)$	1.3 $T_{statique}(s)$	Condition
Système 2	0,445	0,344	0,447	Vérifiée
Système 4b	0,421	0,344	0,447	Vérifiée

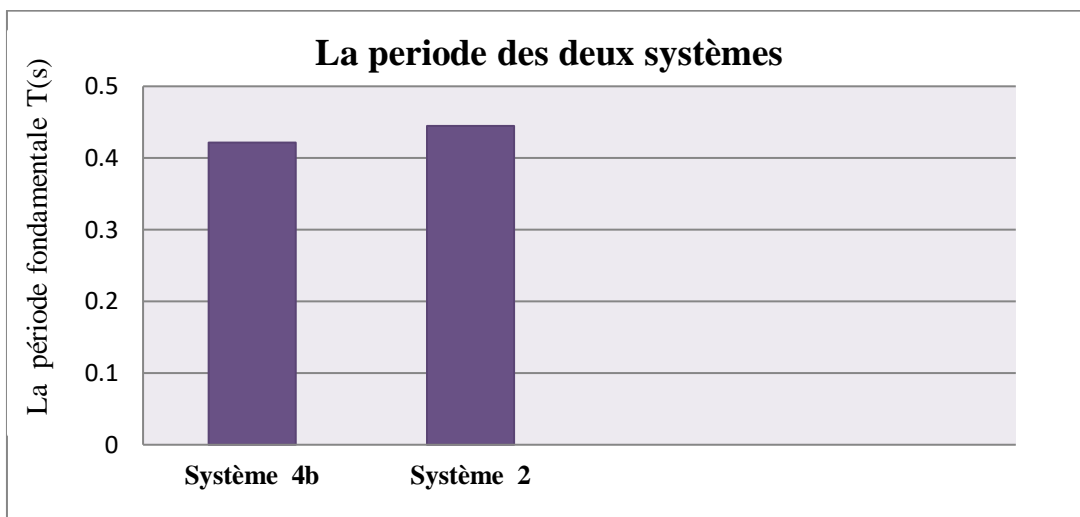


Fig III-10–La période des deux systèmes

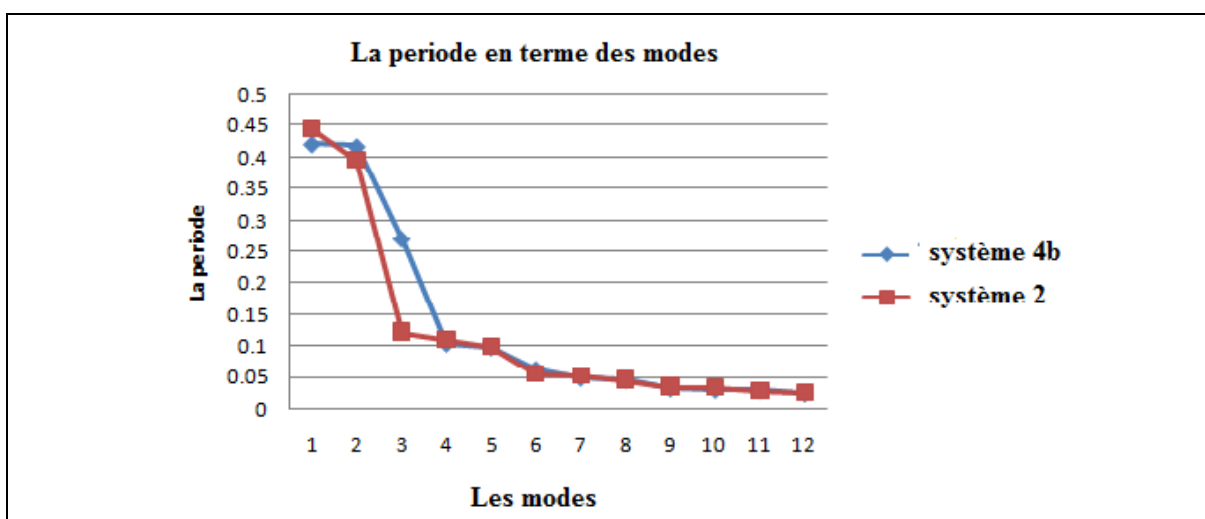


Fig III-11 – Variation de la période de différents systèmes

III.8.5. Pourcentage de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99version 2003)

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99version 2003).

Tableau III-13 : Pourcentage de la participation de la masse modale « Système2».

Système 2						
Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.44513	1.6372	69.2628	1.6372	69.2628	0.0012
2	0.39645	69.3109	1.7094	70.9481	70.9722	0.1234
3	0.122326	0.1213	0.0004	71.0695	70.9726	71.6623
4	0.111098	0.1118	18.7734	71.1813	89.746	0.0001
5	0.100901	19.0109	0.0842	90.1922	89.8302	0.01
6	0.055766	0.0131	0	90.2053	90.1529	17.9771
La condition du RPA se vérifié au 6^{ème} Mode						

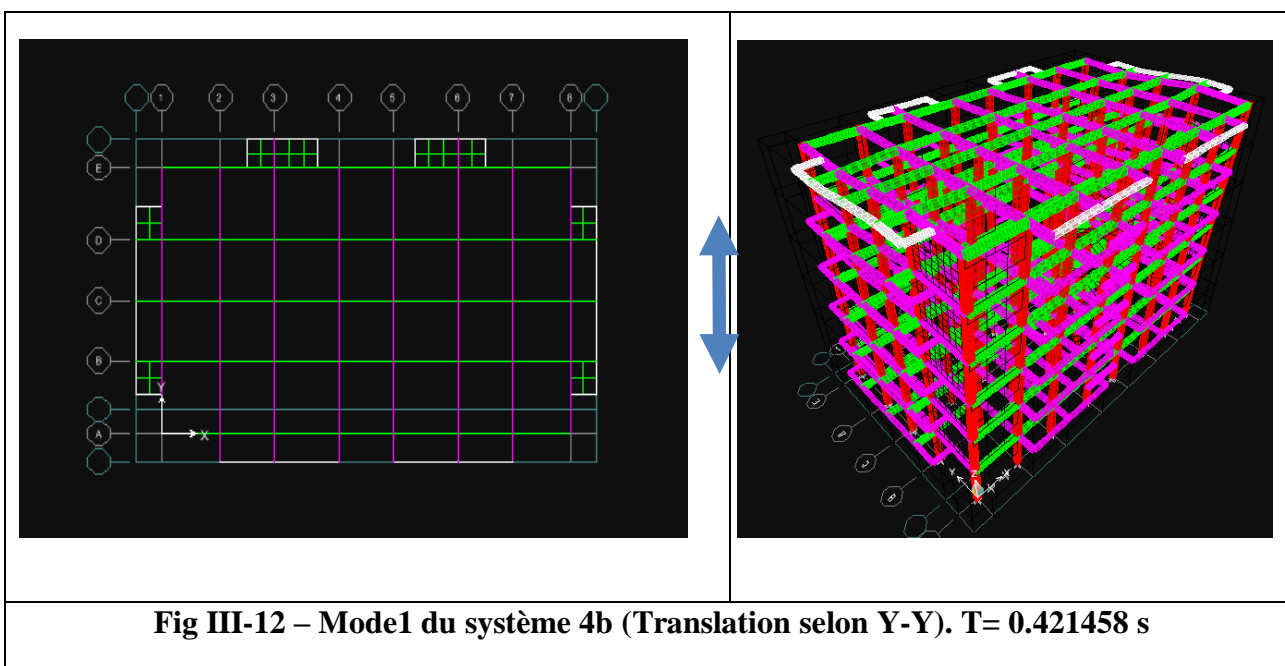
Tableau III-14 : Pourcentage de la participation de la masse modale « Système 4b».

Système 4b						
Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.421458	0.0025	70.017	0.0025	70.017	0
2	0.417069	71.3148	0.0024	71.3173	70.0194	0.0089
3	0.270234	0.0062	0	71.3235	70.0194	70.4227
4	0.10414	19.0246	0.0001	90.3481	70.0194	0.0003
5	0.098028	0.0001	20.9516	90.3481	90.971	0
La condition du RPA se vérifiée au 5^{ème} Mode						

Tableau III-15 : Pourcentage de la participation de la masse modale des deux systèmes

Systemes	Nombre de modes
Système 2	La condition se vérifiée au 6 ^{ème} Mode
Système 4b	La condition se vérifiée au 5 ^{ème} Mode

III.8.6.1. La vérification des modes : Système 4b



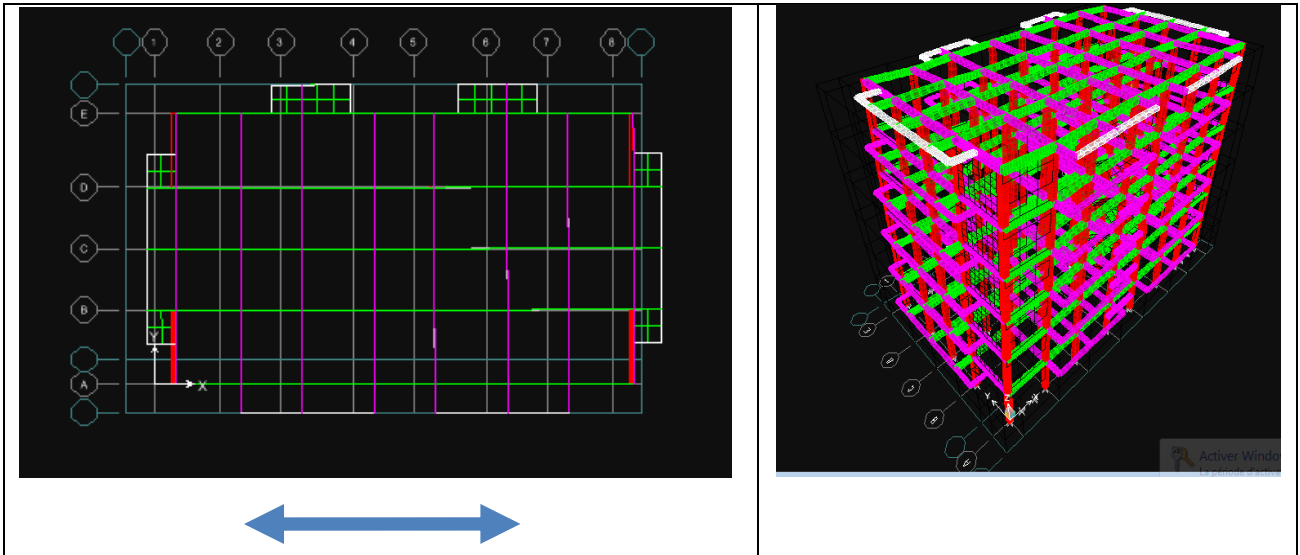


Fig III-13–Mode 2 de système 4b (Translation X-X). $T = 0.417069$ s

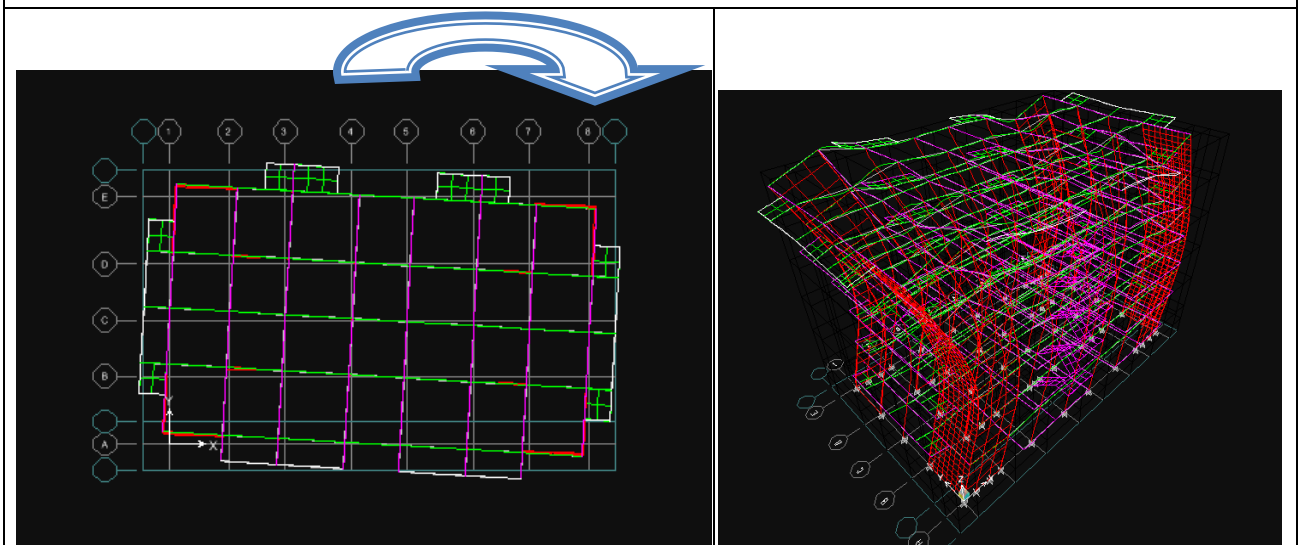


Fig III-14– Mode 3 du système 4b (Rotation autour de Z-Z). $T = 0.270234$ s

III.8.6.2. La vérification des modes : Système 2

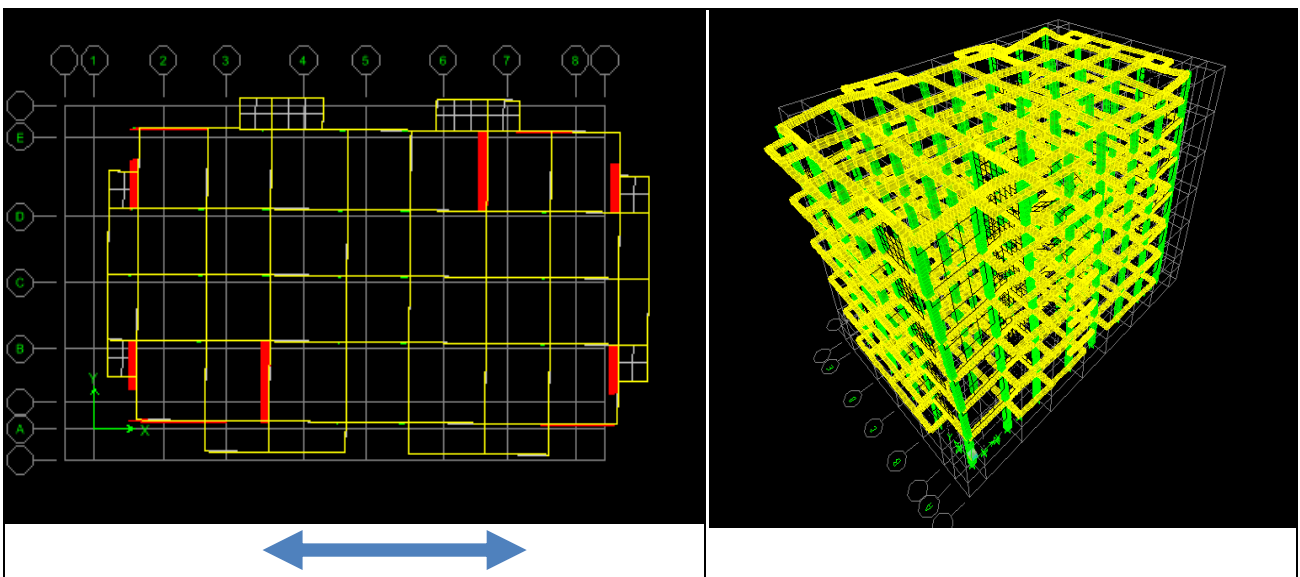


Fig III-15 –Mode 1 de système 2 (Translation X-X)

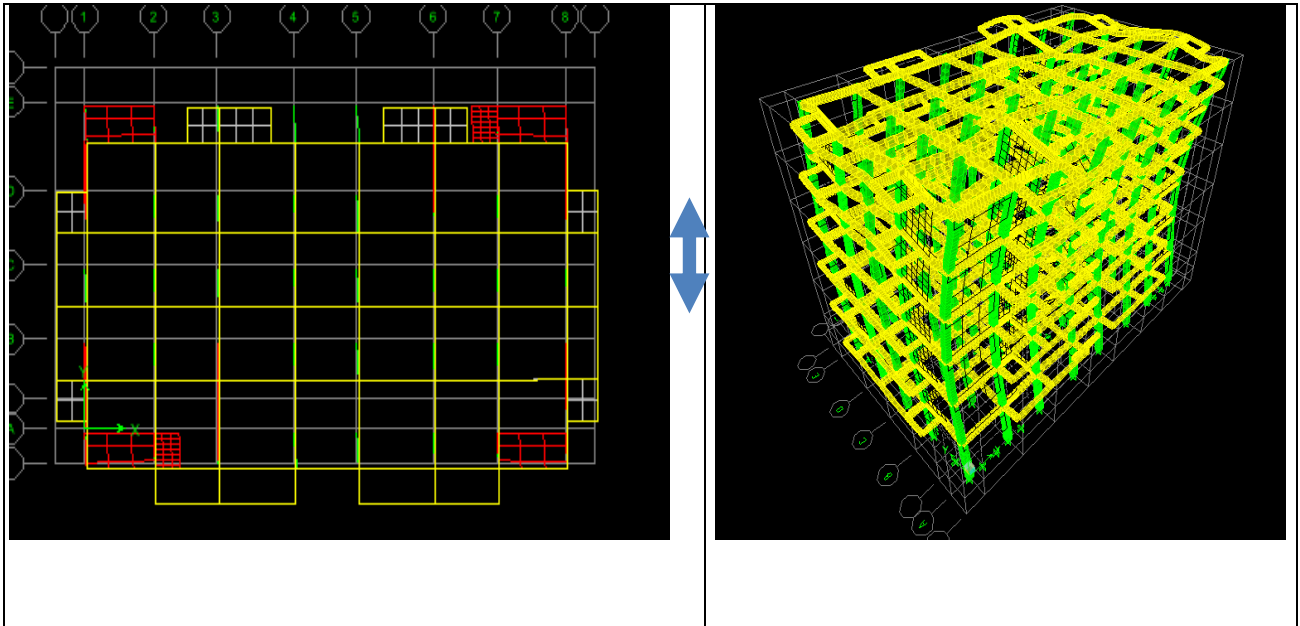


Fig III-16 – Mode 2 de système 2 Translation (Y-Y)

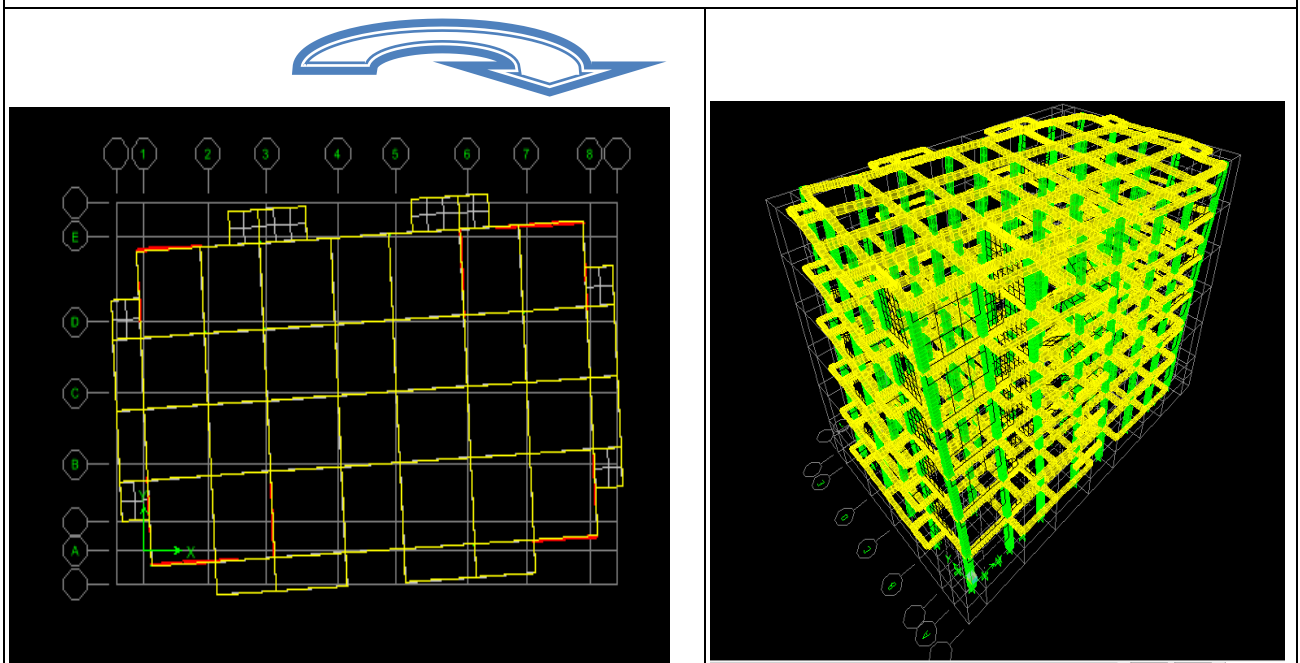


Fig III-17 – Mode 3 de système 2 (Rotation)

Tableau III-16 : La vérification des modes

Systèmes	Modes	Rz Déplacement (m)	Mode 1	
Système 4b	Mode 1	$0 < 5$	Translation suivant X-X	Mode Vérifié
	Mode 2	$0,0089 < 5$	translation suivant Y-Y	Mode Vérifié
	Mode 3	$70,42 > 5$	rotation suivant Z-Z	Mode Vérifié
Système 2	Mode 1	$0.0012 < 5$	translation suivant X-X	Mode Vérifié
	Mode 2	$0.1233 < 5$	translation suivant Y-Y	Mode Vérifié
	Mode 3	$71.8571 > 5$	rotation suivant Z-Z	Mode Vérifié

III.9. Détermination et vérification de l'effort tranchant (la force sismique)

La force sismique dépend de la masse du bâtiment et de l'accélération du sol qui est relative à une région donnée.

III.9.1. Détermination de l'effort tranchant (la force sismique) à partir du logiciel

ETABS V.9.6.0

Tableau III-17 : L'effort tranchant à la base

Systèmes	Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
Système 4b	3029,20	3010,90
Système 2	2524.00	2511.90

III.9.2. Vérification de l'effort tranchant (la force sismique) (Art 4.3.6 RPA99Version 2003)

Selon (Art 4.3.6 RPA99 version 2003) : « la résultante des forces sismique à la base obtenue par la modélisation (dynamique) ne doit pas être inférieure à 80% de la force sismique déterminé par la méthode statique équivalente (statique) ; $V_{\text{Dynamique}} > 80\% V_{\text{Statique}}$.

Tableau III-18 : Vérification des efforts tranchant (la force sismique).

Système		V_{dyn}	80 % V_{st}	Vérification
4b	Sens longitudinal (KN)	3029,20	1820,73	Condition vérifiée
	Sens transversal (KN)	3010,90	1537,62	Condition vérifiée
2	Sens longitudinal (KN)	2524,00	1798,20	Condition vérifiée
	Sens transversal (KN)	2511,90	1519,17	Condition vérifiée

Les forces sismiques à la base obtenue dans le **système 4b** et le **système 2** est inférieure à **80%** de la force sismique calculée par la méthode statique équivalente, c'est-à-dire la condition du RPA 99 version 20003 (article 4.3.6) est vérifiée pour les deux systèmes. On remarque aussi que l'effort tranchant à la base pour le système 4b est plus important que celle du système 2.

Fig III-18–l'effort tranchant dans le sens X-X

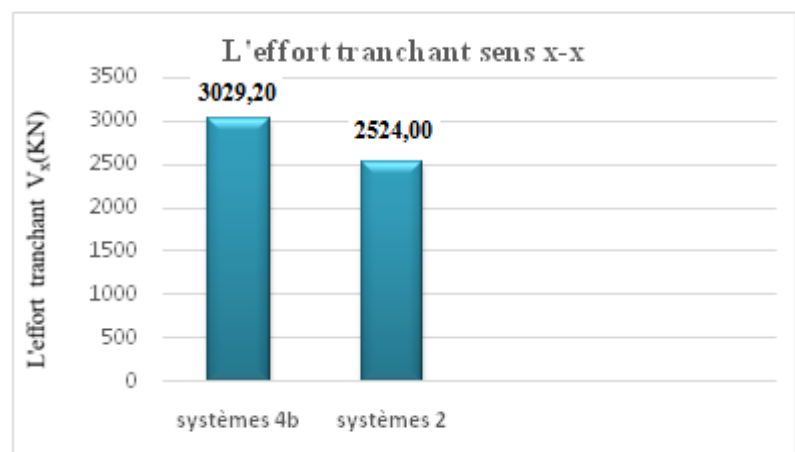
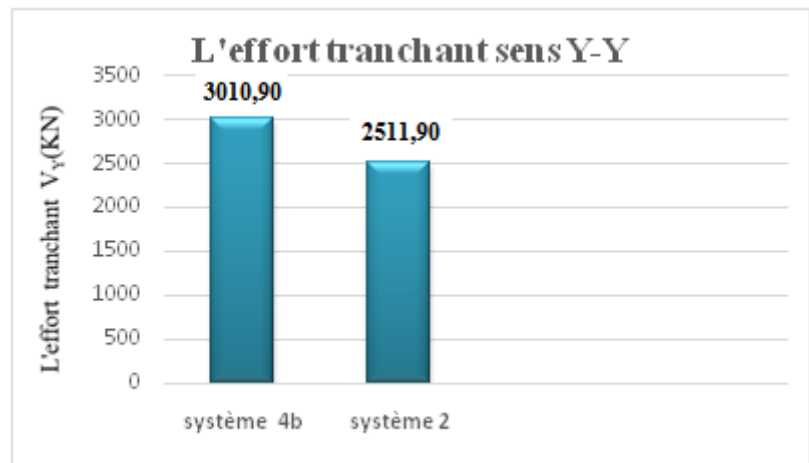


Fig III -19– L'effort tranchant dans le sens Y-Y



III.9.3. Vérification des efforts normaux (Art 7.1.3.RPA99 Version 2003)

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = N_d / B_c \cdot f_{cj} \leq 0.3$$

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues.

Tableau III-19 : Vérification des efforts normaux « Système 4b ».

	Systèmes	Système 4b				
		$v = \frac{961,20 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.24$				
	N_d (KN)	a (m)	b (m)	B_c (m ²)	v	$v \leq 0.3$
RDC	961,20	0.40	0.40	0.1600	0.24	Condition vérifiée
Etage1	778,00	0.35	0.35	0.1225	0.25	

Tableau III-20 : Vérification des efforts normaux « Système 2 ».

	Systèmes	Système 2				
		$v = \frac{1013 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.25$				
	N_d (KN)	a (m)	b (m)	B_c (m ²)	v	$v \leq 0.3$
RDC	1013	0.40	0.40	0.1600	0.25	Condition vérifiée
Etage1	826,4	0.35	0.35	0.1225	0.21	

Tableau III-21 : Les efforts normaux maximaux.

Systèmes	Système 4b	Système 2
L'effort normal (KN)	961,20	1013

III.9.4. Détermination et vérification des déplacements

D'après le RPA 99 version 2003(Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4-43).

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ;

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques.

III.9.5. Détermination des déplacements par le logiciel ETABSV.9.6.0

Tableau III-22 : Déplacements latéraux inter-étage dans les deux sens « système 4b ».

NIV	δ_k^e (cm)		R	$R^* \delta_k^e$ (cm)		Δ_k (cm)		$H_{k(m)}$	$\bar{\Delta}=1\%$ $H_{K(m)}$
	δ_x	δ_y		$R^* \delta_e^x$	$R^* \delta_e^y$	Δ_x	Δ_y		
RDC	0,08	0,08	4	0,32	0,32	0,32	0,32	3,06	0,0306
Etage1	0,23	0,22	4	0,92	0,88	0,60	0,56	3,06	0,0306
Etage 2	0,42	0,42	4	1,68	1,68	0,76	0,80	3,06	0,0306
Etage3	0,64	0,65	4	2,56	2,60	0,88	0,92	3,06	0,0306
Etage4	0,85	0,89	4	3,4	3,56	0,84	0,96	3,06	0,0306
Etage 5	1,06	1,12	4	4,24	4,48	0,84	0,92	3,06	0,0306

Tableau III-23 : Déplacements latéraux inter-étage dans les deux sens « système 2 ».

NIV	δ_k^e (cm)		R	$R^* \delta_k^e$ (cm)		Δ_k (cm)		$H_{k(m)}$	$\bar{\Delta}=1\%$ $H_{K(m)}$
	δ_x	δ_y		$R^* \delta_e^x$	$R^* \delta_e^y$	Δ_x	Δ_y		
RDC	0,06	0,06	3,5	0,24	0,24	0,24	0,24	3,06	0,0306
Etage1	0,19	0,19	3,5	0,76	0,76	0,52	0,52	3,06	0,0306
Etage 2	0,35	0,35	3,5	1,4	1,40	0,64	0,64	3,06	0,0306
Etage3	0,52	0,54	3,5	2,08	2,16	0,68	0,76	3,06	0,0306
Etage4	0,69	0,74	3,5	2,76	2,96	0,68	0,80	3,06	0,0306
Etage 5	0,86	0,97	3,5	3,44	3,88	0,68	0,92	3,06	0,0306

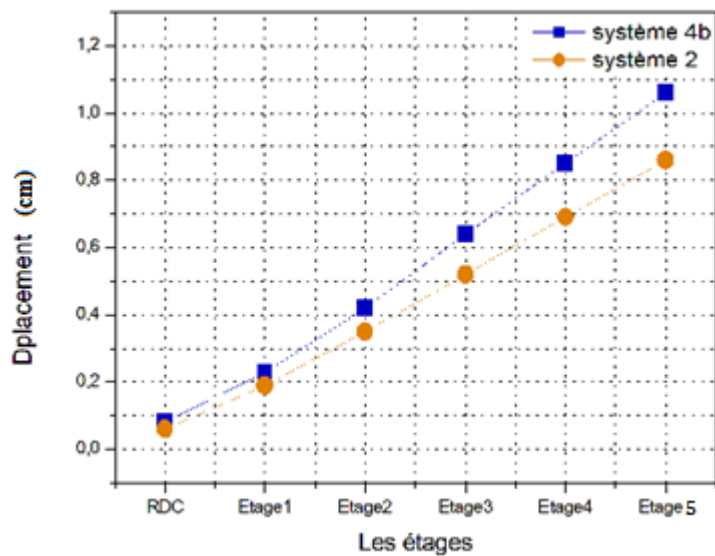


Fig III-20 – Les déplacements en terme des étages sens X-X

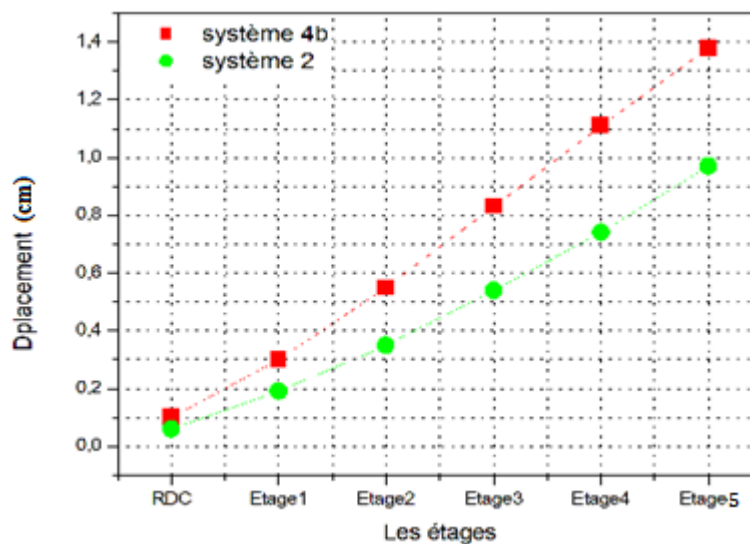


Fig III-21–Les déplacements en terme des étages sens Y-Y

III.9.6. Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

➤ Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- Le grand effet $P-\Delta$: correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble ;

- Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA 99 Version 2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P- } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \Rightarrow \text{Amplifier les effets de } \frac{1}{(1 - \theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10 \quad ; \quad P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad ; \quad V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec :

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ;

II.9.7. Détermination des valeurs par logiciel ETABSV.9.6.0

III.9.7.1. Vérification de l'effet P- Δ (Art 5.9 RPA99 Version 2003)

Tableau III-24 : Vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens « Système 4b ».

NIV	H _k (m)	P _k (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	Δ_x	Δ_y	Θ_x	Θ_y
RDC	3.06	26216,900	2524,4	2509	0,32	0,32	0,011	0,011
Etage1	3.06	21770,300	2412,3	2387,2	0,60	0,56	0,018	0,017
Etage 2	3.06	17438,500	2192,4	2168,8	0,76	0,80	0,020	0,021
Etage3	3.06	13106,700	1870,5	1855,8	0,80	0,92	0,018	0,021
Etage4	3.06	8774,900	1433,3	1433,9	0,84	0,96	0,017	0,019
Etage 5	3.06	4443,100	836,8	847,9	0,80	0,92	0,014	0,016

Tableau III-25 : Vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens « Système 2 ».

NIV	H _k (m)	P _k (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)	Δ_x	Δ_y	Θ_x	Θ_y
RDC	3.06	26210,700	2569,6	2553,7	0,24	0,24	0,008	0,008
Etage1	3.06	21765,200	2431,8	2400,1	0,52	0,52	0,015	0,015
Etage 2	3.06	17434,400	2187,9	2153,6	0,64	0,64	0,017	0,017
Etage3	3.06	13103,700	1865	1838,2	0,68	0,76	0,016	0,018
Etage4	3.06	8772,900	1450,1	1442,6	0,68	0,80	0,013	0,016
Etage 5	3.06	4442,100	873,4	882,5	0,68	0,92	0,011	0,015

On remarque que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 » dans les deux sens X-X et Y-Y respectivement. Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour tous les modèles de notre structure.

III.9.8. Vérification au renversement (Art 4.4.1 RPA99 Version2003)

Pour que le bâtiment soit stable au renversement on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5;$$

M_s : Moment stabilisateur dû aux charges verticales, $M_s=W.L/2$, avec W : Poids du bâtiment ;

M_r : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS V.9.6.0) ;

III.9.9. Sens longitudinal ($L_x = 23$ m)

Tableau III-26 : Vérification au renversement au sens longitudinal.

Systèmes	W (KN)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$	Condition
Système 4b	26216,90	301494,35	103880,26	2,90	Vérifiée
Système 2	26210,70	301423,05	103064,17	2,92	

III.9.10. Sens transversal ($L_y = 13,6$ m)

Tableau III-27 : Vérification au renversement au sens transversal.

Systèmes	W (KN)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$	Condition
Système 4b	26216,90	178930,34	103047,03	1,73	Vérifiée
Système 2	26210,70	178888,03	102795,50	1,74	

III.10. Conclusion

Ce chapitre que nous avons menu, nous a permis de conclure que l'analyse comparative entre les deux systèmes de contreventement, a mis en évidence l'excellent comportement sismique des deux **systèmes 2** (voiles porteurs) et **système 4b** (système portique contreventés par des voiles). Cette conclusion est venue après plusieurs vérifications à savoir :

- ✓ La condition de la période fondamentale des deux systèmes 4b et 2 a été vérifiée selon le RPA99 version 2003.
- ✓ La condition de l'excentricité dans les deux systèmes 4b et le système 2 a été vérifiée avec une légère différence.
- ✓ Les résultats obtenus montrent que la condition des participations massiques selon RPA99 version 2003 est vérifiée pour tous les deux systèmes proposés.

- ✓ L'effort tranchant à la base pour **le système 4b** est plus important que celle du **système 2** par un **taux de 20%**.
- ✓ L'effort normal au niveaux des poteaux des deux **systèmes 4b et 2**, a été vérifiée par la condition de RPA99 version 2003.
- ✓ La vérification des déplacements inter-étage selon la condition de RPA99 version 2003 a été vérifiée pour tous les systèmes.
- ✓ L'effet P-Delta peut être négligé pour tous les deux systèmes proposés pour notre structure, car θ_X et θ_Y sont inférieurs à « 0.1 » dans les deux sens X-X et Y-Y respectivement.
- ✓ On n'a pas un risque de renversement pour les deux systèmes.

Conclusion générale

Conclusion générale:

En conclusion, l'investigation dans la stabilité d'une structure en béton armé contreventée par deux systèmes de contreventement à travers une étude comparative est une démarche essentielle pour garantir la sécurité et la performance des structures. Notre étude c'est une occasion qui permet de comparer les performances de deux différents systèmes de contreventement et d'identifier celui qui offre la meilleure stabilité dans des conditions de charges normales et sismiques.

Nous a permis de conclure ce qui suit :

- ✓ L'analyse comparative entre les deux systèmes de contreventement, a mis en évidence l'excellent comportement sismique des deux systèmes 4b (système portique contreventés par des voiles) et système 2 (voiles porteurs).

- ✓ Un système de contreventement par des voiles (Système 2) offre une solution efficace pour la résistance aux charges horizontales, en particulier les charges dues aux séismes. Elles peuvent être intégrées de manière esthétique à la structure du bâtiment et permettent une plus grande flexibilité (souplesse et ductilité) architecturale.

- ✓ Un système de contreventement mixte (Système 4b) combine différents éléments de contreventement, tels que les voiles, les poteaux et les poutres, pour optimiser la résistance aux charges horizontales. Cela permet une meilleure répartition des charges et peut offrir une solution plus économique et polyvalente.

- ✓ Dans un système de contreventement par des voiles (Système 2), les voiles peuvent nécessiter un espace considérable pour être disposées, ce qui peut réduire l'espace intérieur utilisable. De plus, la conception des voiles nécessite une expertise spécifique et peut entraîner des coûts de construction plus élevés.

- ✓ La conception et la réalisation d'un système mixte (Système 4b) peuvent être plus complexes que celle d'un système de voiles seul (Système 2). Une coordination étroite entre les différents éléments de la structure est nécessaire pour assurer une performance efficace.

- ✓ Le choix entre ces deux systèmes dépendra de divers facteurs tels que les besoins spécifiques du projet et de la structure à construire, la conception architecturale souhaitée, les contraintes budgétaires, les caractéristiques du site, la zone sismique, la hauteur du bâtiment et des recommandations d'experts en ingénierie.

- ✓ Il est conseillé de consulter des spécialistes du domaine de l'ingénierie des structures pour évaluer plus précisément le choix entre un système de contreventement par des voiles (Système 2) et un système de contreventement mixte (Système 4b) qui

Conclusion générale

assure la stabilité et la bonne performance des bâtiments en béton armé lorsqu'ils sont exposés aux charges sismiques.

Cette étude comparative aide les masters, les ingénieurs et les concepteurs de structures à prendre des décisions éclairées lors de la sélection du système de contreventement le plus adapté pour des bâtiments avec des hauteurs limite à 10 niveaux soit un maximum de 33 m. Elle contribue à optimiser la conception, à améliorer la sécurité structurale et à assurer la durabilité des bâtiments en minimisant les risques de défaillance et les déformations excessives.

Il est important de souligner que cette investigation doit être menée par des professionnels qualifiés, en respectant les normes de conception et les réglementations en vigueur. Les résultats de cette étude comparative fournissent des informations précieuses pour la conception future de structures en béton armé, en mettant l'accent sur la stabilité et la résistance aux charges latérales.

Enfin, l'étude de ce projet sera la source de notre avenir, ou bien sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle.

Nous pensons que cette étude doit être complétée par une étude comparative, avec l'augmentation du nombre des étages et nous sélectionnerons le meilleur système de contreventement garantissant une bonne stabilité ou bien de faire une étude d'une structure en charpente métallique avec la variation du type de contreventement.

Référence bibliographique

- [1] Prof. A. KASSOUL, Cours : Ossatures Bâtiment – MASTER Génie Civil – Option : Structures Civiles et industrielles - UHB Chlef (2015/2016).
- [2] SAADI Mohamed, «Chqpitre1: Conception et calcul des systèmes de contreventements d'ossatures métalliques» Cours master 2Génie civil Université Batna 2 .
- [3] Dr. TALEB HOSNI ABDERRAHMANE, cours : système de contreventement <http://elearning.centre-univ-mila.dz/pluginfile.php/56863/mod>
- [4] Polycopié, Bâtiment (cours avec exercice corrigé), polycopié de Dr Boudierba bachir CU-TISSEMSILT, année 2018.
- [5] Bekraoui Fatma et Barkaoui Ikram Limitation de construction des bâtiments en portique auto-stable dans les zones sismiques, UNIVERSITE d'ADRAR, année 2020.
- [6] RABAH Romeissaa, TADJER Sabrina Effet des ouvertures dans les murs voiles sur le comportement global des bâtiments en béton armé 2016 Université Ibn Khaldoun de Tiaret.
- [7] ABDELHAMID Fayçal, Mémoire de Magister en Génie Civil Option : Construction en zone sismique « Influence du type de contreventement sur les structures en acier en zone sismique » Université Hadj Lakhdar-Batna, année 2012.
- [8] BOUAFIA Youcef et BOUADJELA Sofiane, Influence de contreventement dans le portique en charpente métallique sous charge horizontale, UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU 2015.
- [9] DERGHAL ASSIA, Effet du type et de l'emplacement de système de contreventement sur le comportement des structures métallique à joint semi-rigides Université Mohamed Khider de Biskra 2018.
- [10] DTR B C 2-48 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques algériennes.
- [11] Rafik Taleb, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les structures de bâtiments en béton armé : Interprétations et Propositions Journal Of Materials And Engineering Structures 4 (2017) 139–154
- [12] Deulkar et al. (2010) Buckling restrained braces For vibration control of building structure IJRRAS 4 (4) • September 2010.
- [13] A. Larabat. Ziane, T. Branci (2010) Effets des palées de contreventement sur la réponse sismique des structures métalliques "SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010.
- [14] Zasiah Tafheem, Shovona Khusru (2013) Structural behavior of steel building with concentric and eccentric bracing: A comparative study International Journal of Civil and Structural Engineering (IJCSE) Volume 4 Issue 1 pp.16-19.
- [15] Z.A. Siddiq, Rashid Hameed al (2014)) «Comparison of Different Bracing Systems for Tall Buildings», Pak. J. Engg. & Appl. Sci. Vol. 14, Jan., 2014 (p. 17-26.
- [16] BOURAI Benamar et OUSLIM Hicham, Mémoire Master en Génie Civil Spécialité :

Construction Métallique. « Etude comparative du choix et positionnement du contreventement sur la réponse d'une structure »,2015.

[17] Sachin Metre , Shivanand C Ghule , Ravi Kiran (2017) Comparative Study Of Different Types Of Bracing Systems By Placing At Different Locations International Research Journal Of Engineering And Technology (Irjet) Volume: 04 Issue: 08 | Aug -2017

[18] Belaidouni Sarah (2017) Influence Du Type De Contreventement Sur La Reponse D'une Structure Metallique. Universite AbouBakr Belkaid de TLEMEN

[19] T. Paulay, A.R. Santhakumar Ductile behaviour of coupled shear walls J. Struct. Div. ASCE, 102 (1) (1976), pp. 93-108

[20] Mahboub lotfi ,moulessehouli sid ahmed, Etude des systèmes de contreventements des structures en béton armé par matériaux composites 2013 université aboubakr belkaid de tlemcen

[21] Dilip J. Chaudhari, Gopal O. Dhoot, Performance Based Seismic Design of Reinforced Concrete Building January 2016 Open Journal of Civil Engineering 06(02):188-194 DOI: 10.4236/ojce.2016.62017

[22] Shahram Taghavi et Eduardo Miranda (2003) Response Assessment of Nonstructural Building Elements; Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California Berkeley September 2003

[23] Aliouche Karim et Boudouda Rabah a étudié un Bâtiment à contreventement mixte (voiles et portiques) 2016.

[24] Berrouba Bekhta et Berrebia Ouisseme (2003) Influence de l'emplacement des voiles sur le comportement sismique des bâtiments en béton armé.

[25] Besri, Maamar Rachid, et Loudjani, Mhamed. "Modélisation et analyse sismique d'une structure en béton armé avec la variation de type de contreventement". (2022)

[26] DTR B C 2-41 CBA1993: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

[27] Jean-Pierre Mougine, Cours de béton armé BAEL 91, France: édition Eyrolles 1992.

[28] Jean-Pierre Mougine, Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, France: édition Eyrolles 2000.

[29] Jean Perchat et Jean Roux, Pratique du B.A.E.L 91. Cours avec exercices corrigés 4^{ème} édition Eyrolles.

[30] DTR B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

[31] Neggaz fatima et Belferar Ouda, Etude d'une tour (R+15) à usage multiple (d'habitation, commercial et administratif) (2018,2019), Université de Tissemsilt.

[32] Gadoum Zohir et Naim Hichem, Etude technique et analyse sismique d'un bâtiment (R+5) à Usage d'Habitation (2019,2020) Université de Tissemsilt.

LOGICIELS :

-Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.6.0