

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie
Signature:.....
Date :.....

Influence de la disposition des murs voiles sur le comportement dynamique d'un bâtiment (R+7) en béton armé.

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : STRUCTURES

Encadreur: B.BOUDERBA
Signature:
Date:

Réalisé par : OURCHANE HOUSSAM-EDDINE
DAHMANI MHAMED
Signature:
Date:

Membres du jury

BOUZRIBA ASMA (Président)
BOUZID HAYTHEM (Examineur)
BOUDERBA BACHIR (Encadreur)

Tissemsilt - 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos cotés.

Ce projet n'aurait pu être réalisé sans l'action de plusieurs intervenants que nous tenons à remercier infiniment en particulier :

Mr BOUDERBA BACHIR:(notre encadreur)

Nous ne trouvons pas les mots pour exprimer notre profonde gratitude, notre respect et nos remerciements de tout coeur pour notre encadreur pour les conseils qu'il nous a prodigué, pour la confiance qu'il nous a accordé, sa disponibilité malgré son emploi du temps chargé et la patience dont il a fait preuve nous a été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce projet.

Mr HANNAF BOUALEM : (ex ingénieur au CTC-Tissemsilt)

Nous lui adressons nous vifs remerciements pour sa participation, ses conseils, son aide lors de la modélisation, son suivi et ses orientations tout au long de la réalisation de ce travail.

Les membres de jury Mme A.BOUZRIBA, Mr H.BOUZID qui ont accepté de juger notre travail.

On remercie tous les enseignants du département Science et Technologie pour leurs rôles importants dans notre formation.







Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

*Ma mère et mon père qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

*Mes frères et sœurs, qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours
Et à qui a partagé ce travail avec moi mon cher ami et
Binôme Mhamed et à tous mes amis(e).*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de
formation.*

Merci à tous.

O.Houssam-eddine







Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie
Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime :

*Ma mère et mon père qui ont toujours été présent pour me
Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis
D'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

*Ma femme mes filles mon fis Mes frères et sœurs,
Qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours
Et à qui a partagé ce travail avec moi mon cher ami et
Binôme Houssam-eddine et à tous mes amis(e).*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de
formation.*

Merci à tous.

D.Mhamed



Sommaire

RESUME

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

NOTIONS ET SYMBOLES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

I.1. Présentation de l'ouvrage	3
I.1.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES (DIMENSIONS DES PLANS)	3
I.1.2. OSSATURE ET SYSTEME CONSTRUCTIF ADOPTE	3
I.1.3. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL	5
I.1.4. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	5
I.2. Hypothèses de calcul	11
I.2.1. ÉTAT LIMITE ULTIME RESISTANT	11
I.2.2. État limite service	13
I.3. Conclusion	14

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II-1-Introduction :	16
II-2-Pré dimensionnement des poutres	16
II -2-1-POUTRES PRINCIPALES :	16
II -2-2-POUTRES SECONDAIRES	17
II -3-Pré-dimensionnement des planchers	17
II -3-1-PLANCHERS A CORPS CREUX	17
II -4-Evaluation des charges et des surcharges	18
II-4-1-CHARGE PERMANENTE	18

II-4-2-CHARGES D'EXPLOITATIONS	21
II-5-Utilisation de la loi de dégression.....	21
II-6-Pré dimensionnement des poteaux	22
II-6-1-PRINCIPE	22
II-6-2-SURFACE DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE :	23
II-6-3-EXEMPLE DE CALCUL :	23
II-7-Pré dimensionnement des voiles :	26

Chapitre III : CALCULE DES PLANCHERS

III.1. Introduction :.....	29
III.2. Dimensionnement des poutrelles	29
III.3. Méthode de calcul des poutrelles	30
III.3.1. METHODE FORFAITAIRE	30
III.4. Calcul du ferrailage	32
III.4.1. PLANCHERS ETAGES COURANT.....	32
III.4.2. PLANCHERS TERRASSE	44
III.4.3. ÉTUDE DES POUTRELLES PLANCHERS ETAGES TERRASSE	44
III.5. Les moments en travée:	47

CHAPITRE IV : CALCUL ET FERRAILAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV.1.Introduction	63
IV.2.Acrotère.....	63
IV.2.1.MATERIAU	64
IV.2.2.SOLLICITATION AU CENTRE DE GRAVITE DE L'ACIER TENDU.....	66
IV.2.3.CALCUL FERRAILAGE.....	66
IV.3.Balcon	68
IV.3.1.INTRODUCTION	68
IV.3.2.EXEMPLE DE CALCUL.....	69
IV.3.2.1.DESCENTE DE CHARGE.....	69
IV.3.3.VERIFICATIONS.....	71

IV.4.Escaliers.....	73
IV.4.1.DEFINITION.....	73
IV.4.2.TERMINOLOGIE.....	73
IV.4.4.ÉTUDE L'ESCALIER	74
IV.4.5.ÉTUDE DE LA POUTRE PALIERE POUR L'ESCALIER:	83
IV.5.Ascenseur	88
IV.5.1.DEFINITION.....	88
IV.5.2.CALCUL DU POIDS DES COMPOSANTS DE L'ASCENSEUR	89
IV.5.2.1.Les dimensions :	89
IV.5.2.2.Épaisseur de la dalle	90
IV.5.3.CALCUL LA CHARGE TOTAL qu	90
IV.5.4.VERIFICATION DE LA DALLE AU POINÇONNEMENT	92
IV.5.6. LES MOMENTS DUS AUX CHARGES CONCENTREES :	94
IV.5.7.MOMENTS DUS AUX CHARGES REPARTIES (POIDS PROPRE) :	94
IV.5.8.LES MOMENTS RETENUS SONT	95
IV.5.9.CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA DALLE	95
IV.5.10. DISPOSITION DU FERRAILLAGE.....	100
IV.5.11.VOILE DE LA CAGE D'ASCENSEUR.....	101
IV.5.12.SHEMA DE FERRAILLAGE	102
CHAPITRE V : ETUDE SISMIQUE	
V.1. Introduction.....	102
V.1.1. DEFINITION D'UN SEISME	102
V.1.2. CAUSES DU SEISME.....	102
V.1.3. EFFETS DU SEISME SUR LES STRUCTURES	102
V.1.4. L'ETUDE SISMIQUE	102
V.2. Objectif de l'étude dynamique:.....	102
V.3. Méthodes de calcul.....	102
V.3.1. ANALYSE STATIQUE EQUIVALENTE	103
V.3.2. ANALYSE MODALE SPECTRALE.....	103
V.3.3. CHOIX DE LA METHODE	103
V.4. Modélisation	103
V.4.1. MODELISATION DES STRUCTURES	103
V.4.2. DEMARCHES DE MODELISATION SUR ETABSV9.7.4.....	104

V.5. Évaluation des efforts sismiques.....	106
---	------------

V.6. Calcul de la force sismique totale	106
--	------------

V.6.1. LA MASSES DE LA STRUCTURE «W».....	108
---	-----

CHAPITRE VI : GENERALITES SUR LE COMPORTEMENT DES MURS VOILES

Introduction :	112
----------------------	-----

Symétrie et régularité de la forme des bâtiments :	112
--	-----

Systèmes de contreventement :	114
-------------------------------------	-----

Principes de base de contreventement de structure :	114
---	-----

Objectifs de contreventement :	115
--------------------------------------	-----

Différents types de contreventements :	115
--	-----

Contreventement par portique (poteau / poutre) :	116
--	-----

Contreventements triangulés (palées de stabilité triangulées) :	116
---	-----

Contreventement par voiles :	118
------------------------------------	-----

Généralités :	118
---------------------	-----

Utilisation des voiles en béton armé :	119
--	-----

Caractéristiques essentielles du comportement des voiles en béton armé :	120
--	-----

Modes de rupture des voiles élancés :	123
---	-----

Modes de rupture des voiles courts :	124
--	-----

Ferraillage des voiles :	126
--------------------------------	-----

Principes de conception parasismique des bâtiments :	127
--	-----

Distance entre les éléments de contreventement :	127
--	-----

Torsion d'ensemble :	128
----------------------------	-----

Prévention de la torsion :	129
----------------------------------	-----

Rez-de-chaussée flexibles :	130
-----------------------------------	-----

Sauts de rigidité et de résistance :	132
--	-----

Les ouvertures dans les murs voiles :	132
---	-----

Conclusion :	136
---------------------------	------------

CHAPITRE VII : INTRODUCTION A L'ETUDE PARAMETRIQUE

VII.1.Etude paramétrique.....	138
--------------------------------------	------------

VII.1.2.Influence de la zone sismique :	139
---	-----

VII.1.3.Influence de Groupe d'usage :	140
---	-----

VII.1.4.Influence de Coefficient de comportement (changement de la forme du spectre)	141
--	-----

VII.1.5.Influence de Coefficient Amortissement (changement de la forme du spectre).....	142
---	-----

VII.1.6.nfluence de type de site de projet (changement de la forme du spectre).....	143
---	-----

VII.1.7.Influence de la disposition des voiles dans les structures mixtes :	144
---	-----

VII.2.Remarque :	145
VII.3.Résultat de l'expérience	146
VII.3.1.Etape de déformation du premier cas :	146
VII.3.2.Etape de déformation du deuxième cas :	147
VII.3.3.Conclusion d'expérience :	147

CHAPITRE VIII : RECHERCHE DE LA DISPOSITION OPTIMALE DES VOILES

VIII.1.Introduction	149
VIII.1.1.DESCRPTION GENERALE :.....	149
VIII.1.2.CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE:	150
VIII.1.3.VERIFICATION VIS-A-VIS ARTICLES RPA :.....	150
VIII.1.4.DEMARCHE DE RECHERCHE DE LA VARIANTE OPTIMAL :.....	151
VIII.2. Etude des variantes	151
VIII.2.1. ETUDE DE LA STRUCTURE AUTO-STABLE :	151
VIII.2.2.ETUDE DE LA VARIANTE 1:	154
VIII.2.3.ETUDE DE LA VARIANTE 2:	158
VIII.2.4.ETUDE DE LA VARIANTE 3:	161
VIII.2.5.ETUDE DE LA VARIANTE 4:	164
VIII.2.6.ETUDE DE LA VARIANTE 5:	167
VIII.2.7.ETUDE DE LA VARIANTE 6:	170
VIII.3.Etude comparatif	173
VIII.3.1 DEPLACEMENTS INTER-ETAGES MAXIMAL (ΔX):	173
VIII.3.2 DEPLACEMENT MAXIMAL :	174
VIII.3.3.L'EFFIAIT MAXIMAL (P- Δ):.....	175
VIII.3.4.LA PERIODE CALEE:.....	176
CONCLUSION :	179

Résumé

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs des structures mixtes une procédure basée sur des étapes à suivre, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

Pour valider notre travail, nous avons considéré comme exemple d'application une structure d'hauteur (R+7) ; cet exemple nécessite une étude préliminaire pour dimensionner et calculer leurs éléments principaux et secondaires avant d'entamer l'étude paramétrique qui va nous atteindre au notre choix optimale des dispositions des voiles qui assure un bon comportement dynamique désiré.

Notre travail donc se décomposer en deux partie principaux :

1. Partie d'étude préliminaire contient cinq chapitres du pré dimensionnement jusqu'au l'étude sismique
2. Partie de proposition d'une procédure de recherche de la disposition optimale des voiles de contreventement

Mots clés :Disposition optimale ; Voiles de contreventements ;Comportement dynamique .

Summary

The objective assigned to this study is to propose to the designers of mixed structures a procedure based on steps to be followed, which makes it possible to search for the optimal disposition of the wall slab, by evaluating the seismic performance of the structure according to several variants of the disposition of the wall slab.

To validate our work, we considered as an example of an application a structure (R+7); this example requires a preliminary study to size and calculate their main and secondary elements before starting the parametric study which will reach us at our optimal choice of the disposition of the wall slab which ensures a good dynamic behavior desired.

Our work therefore breaks down into two main parts:

1. Preliminary study part contains five chapters from pre-design to seismic study
2. Proposal part of a search procedure for the optimal disposition of the wall slab.

Keywords: Optimal disposition; wall slab; Dynamic Behavior.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو ايجاد طريقة عملية تسمح بالبحث عن الوضعية المثالية للجدران الخرسانية في هياكل
البنائيات المدعومة بأنظمة دعم مختلطة (جدران خرسانية، جسور أعمدة و روافد) وذلك بتقييم أداء الهياكل لمقاومة
الزلازل من خلال عدة وضعيات للجدران الخرسانية.

من أجل تأكيد هذا العمل أخذنا كمثال تطبيقي دراسة بناية ذات ارتفاع (ط.أ +7)، هذا المثال يتطلب دراسة أولية لتقييم
وحساب عناصر الهيكل الأساسية والثانوية وذلك قبل الشروع في الدراسة المعيارية التي تمكننا من الوصول الى اختيار
الوضعية للجدران الخرسانية التي تضمن أفضل سلوك ديناميكي مرجو.

ينقسم هذا العمل الذي قمنا به الى قسمين أساسيين:

- 1-قسم الدراسة الأولية: تحتوي على خمسة فصول ابتداء من التقييم الأولي الى غاية الدراسة الزلزالية.
- 2-قسم اقتراح الطريقة العملية للبحث عن الوضعية المثالية للجدران الخرسانية .

الكلمات المفتاحية: الوضعية المثالية ; الجدران الخرسانية; السلوك الديناميكي.

Liste des tableaux :

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.....	12
Tableau II.1.Plancher terrasse inaccessible (corps creux)	18
Tableau II .2.Plancher étage courant et R.D.C(corps creux)	19
Tableau II .3.Murs extérieurs.....	20
Tableau II. 4.Murs intérieurs	21
Tableau II .5.Murs intérieurs	21
Tableau II .6.Charges d'exploitations	21
Tableau II .7.Tableau présente la loi dégression de la surcharge	22
Tableau II. 8.Récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.....	28
Tableau III.1.Rapport entre les travées successives.....	33
Tableau III.2. récapitulatif des résultatsdes sollicitation des poutrelles.	35
Tableau III.3. récapitulatif des résultatsdes sollicitation des poutrelles.	36
Tableau III.4.récapitulatif des résultatsdes sollicitation des poutrelles.	36
Tableau III.5Vérification des compressions	42
Tableau III.6Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).....	48
Tableau III.7Vérification des compressions	53
Tableau IV.1 :Calcul de ferrailage.....	65
Tableau IV.2 :Vérification de la contrainte de cisaillement	66
Tableau IV.3 : La descente des charges d'une dalle pleine	68
Tableau IV.4: Ferrailage du balcon	69
Tableau IV.5: Charges et surcharges du paillasse	75
Tableau IV.6: Charges et surcharges du palier	76
Tableau IV.7: Calcul effort tranchant de l'escalier.....	78
Tableau IV.8: Vérification des différentes conditions (poutre palière).	84
Tableau IV.9: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	93
Tableau IV.10: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	97
Tableau V.1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).....	109
Tableau VIII.1 : caractéristiques géométriques du bâtiment	150
Tableau VIII.2: calage de la période.....	153
Tableau VIII.3: Modes propres de la structure.	153
Tableau VIII.4 Efforts tranchant à la base.	153
Tableau VIII.5: Vérification des effets P- Δ	154
Tableau VIII.6: Déplacements inter-étages	154
Tableau VIII.7: calage de la période.....	156

Tableau VIII.8: Modes propres de la structure.	156
Tableau VIII.9 Efforts tranchant à la base.	156
Tableau VIII.10: Vérification des effets P- Δ	157
Tableau VIII.11: Déplacements inter-étages	157
Tableau VIII.12: calage de la période	159
Tableau VIII.13: Modes propres de la structure.	159
Tableau VIII.14 Efforts tranchant à la base.	159
Tableau VIII.15: Vérification des effets P- Δ	160
Tableau VIII.16: Déplacements inter-étages	160
Tableau VII.17: calage de la période	162
Tableau VIII.18: Modes propres de la structure.	162
Tableau VIII.19 Efforts tranchant à la base.	162
Tableau VIII.20: Vérification des effets P- Δ	163
Tableau VIII.21: Déplacements inter-étages	163
Tableau VIII.22: calage de la période	165
Tableau VIII.23: Modes propres de la structure.	165
Tableau VIII.24 Efforts tranchant à la base.	165
Tableau VIII.25: Vérification des effets P- Δ	166
Tableau VIII.26: Déplacements inter-étages	166
Tableau VIII.27: calage de la période	168
Tableau VIII.28: Modes propres de la structure.	168
Tableau VIII.29 Efforts tranchant à la base.	168
Tableau VIII.30: Vérification des effets P- Δ	169
Tableau VIII.31: Déplacements inter-étages	169
Tableau VIII.32: calage de la période	171
Tableau VIII.33: Modes propres de la structure.	171
Tableau VIII.34 Efforts tranchant à la base.	171
Tableau VIII.35: Vérification des effets P- Δ	172
Tableau VIII.36: Déplacements inter-étages	172
Tableau VIII.37 Déplacements inter-étages maximal (Δx)	173
Tableau VIII.38 Déplacements maximal	174
Tableau VIII.39 L'Effet maximal (P- Δ)	175
Tableau VIII.40 La période maximale des variantes	176
Tableau VIII.41 Efforts tranchant à la base	177

Liste des figures :

Figure I.1:Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	8
Figure I 2Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l’ELS.....	8
Figure I.3: Diagramme déformation contraintes- déformations.....	10
Figure I.4: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.....	13
Figure II.1 Configuration d’un plancher à corps creux.....	18
Figure II.2 Plancher terrasse inaccessible.....	19
Figure II.3 Plancher terrasse inaccessible.....	19
FigureII.4 : Coupe Murs extérieur.....	20
Figure. II.5. Murs intérieur.....	20
Figure II .6. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité.....	23
Figure II -8 : Coupe de voile.....	26
Figure III. 1 : Dimensionnement des poutrelles.....	29
Figure III. 4 : la sectiondu poutrelles calculé (en Té).....	36
Figure III. 5 :Compression de la bille d'about.....	41
Fig.III.8.Diagramme des moments fléchissant M [KN.m].....	47
Fig.III.9.Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	47
Figure III. 8 :Compression de la bille d'about.....	52
Figure III. 11 : schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	60
Figure IV. 1: Représentation des actions agissantes sur l’acrotère.....	63
Figure IV. 2: Schéma du ferrailage d’acrotère.....	66
Figure IV. 3 : Schéma représente type de balcon.....	67
Figure IV. 4 : Schéma représente détaille d’une dalle pleine.....	68
Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage du balcon.....	71
Figure IV. 6 : Schéma d’un escalier.....	72
Figure IV. 7 : Vu en plan de l’escalier.....	73
Figure IV. 8 : Schéma statique de l’escalier.....	73
Figure IV. 13 : Schéma statique des charges de l’escalier.....	77
Figure IV.14: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l’escalier.....	78
Figure IV. 15: Schéma de ferrailage de l’escalier.....	81
Figure IV.17. : La poutre palière à la torsion.....	84
Figure IV.18 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	86

Figure IV.22:Schéma d'un ascenseur	87
Figure IV.23:Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.	91
Figure V.1:Spectre de réponse.....	106
Figure V.2:Poids de chaque étage.....	110
Figure VI.1 : Fragmentation des formes complexes en formes simples.....	113
Figure VI.2 : Joints parasismiques pour diviser des formes complexes. [1]	113
Figure VI.3 : Joints parasismiques.....	114
Figure VI.4 : Deux bâtiments qui sont.....	114
Figure VI.5 : Influence de la géométrie en plan. [4].....	115
Figure VI.7 : Dommages dans l'extrémité des poteaux et des poutres. [14]	116
Figure VI.8 : Contreventement (treillis en acier en croix). [4]	117
Figure VI.9 : Palées de stabilité triangulées. [3].....	117
Figure VI.10 : Bâtiment contreventé par des murs voiles.	118
Figure VI.11 : Proposition de renforcement par voiles en béton armé (cas 01). [5]	119
Figure VI.12 : Proposition de renforcement par voiles en béton armé (cas 02). [5]	120
Figure VI.13 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques. [13]	121
Figure VI.14 : Structures à noyau central. [13]	121
Figure VI.15 : Structure uniquement à murs porteurs. [13].....	122
Figure VI.16 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage. [8]	122
Figure VI.18 : Modes de rupture des voiles élancés. [13]	124
Figure VI.19 : Rupture de section à la base du voile. [16]	124
Figure VI.20 : Modes de rupture des voiles courts. [13]	125
Figure VI.21 : Modes de rupture des voiles courts. [13]	125
Figure VI.22 : Fissures ouvertes dans le voile. [16]	126
Figure VI.23 : Ferrailage des voiles. [15].....	127
Figure VI.24 : Distance entre les éléments de contreventement. [2]	128
Figure VI.25 : Effondrement total des constructions non ou mal contreventées.....	129
Figure VI.27 : Prévention de la torsion d'axe vertical par une localisation judicieuse [7].....	130
Figure VI.28 : Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles. [2].....	130
Figure VI.29 : Rez-de-chaussée flexible. [2]	131
Figure VI.30 : Accouchement du R.D.C. [3].....	131
Figure VI.31 : Contreventement décalé. [3,28]	132
Figure VI.32 : Saut de rigidité et de résistance. [3,28]	133
Figure VI.33 : Ouvertures dans les murs voiles.....	133

Figure VI.34 : Bâtiment avec murs voiles. [3]	134
Figure VI.35 : Décalage des ouvertures dans les voiles. [30].....	134
Figure I.36 : Les dommages aux extrémités des ouvertures centrées. [31]	135
Figure VI.37 : Les dommages aux extrémités des ouvertures centrées et décalées. [30]	135
Figure VI.38 : Différentes dimensions des ouvertures centrées. [32].....	135
Figure V.1: Spectre de réponse.	106
Figure V.2: Poids de chaque étage.	110
Figure VIII.1 : Géométrie en plan et en élévation de la structure.....	149
Figure VIII.1 : Configuration en plan de la structure Auto-stable.....	152
Figure VIII.2 mode de déformation de la structure Auto-stable.....	153
Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 1	155
Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 1	156
Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 2	158
Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 2	159
Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 3	161
Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 3	162
Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 4	165
Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 4	165
Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 5	168
Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 5	168
Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 6	171
Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 6	172
Figure VIII.11 Déplacements relatifs des variantes étudiées	175
Figure VIII.12 Déplacements maximal des variantes étudiées.....	176
Figure VIII -13 L'effet maximal (P- Δ)	177
Figure VIII.14 Le période maximale des variantes	178
Figure IV.15 Efforts tranchant à la base	179

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 a la traction du béton a 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,
$\eta = 15$	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 comprimé,
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,
$\overline{\sigma}_{bc}$	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,

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

En effet, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment en (R+7) contreventé par un système mixte (voiles + portiques).

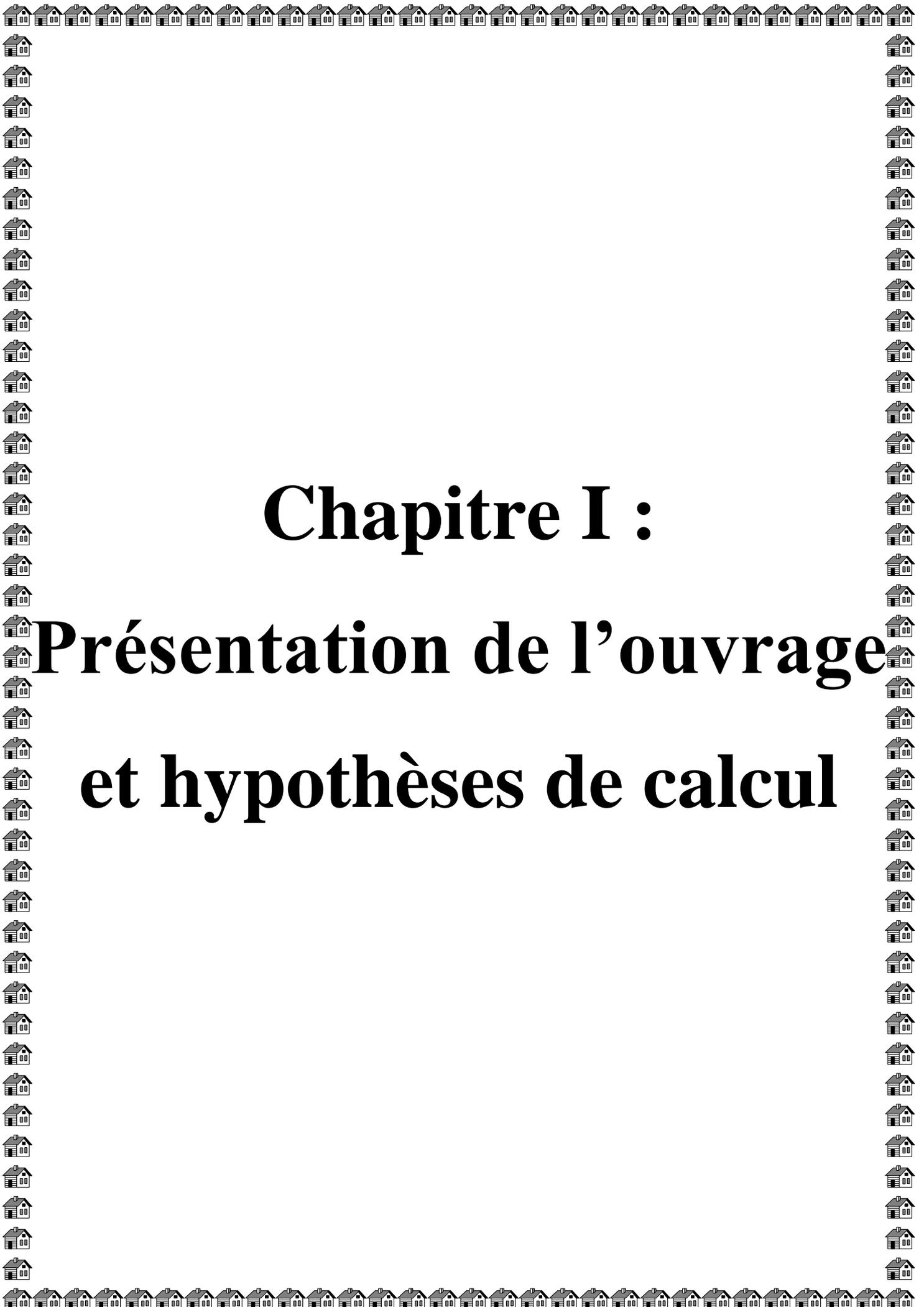
Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des quatre premiers chapitres :

- Présentation de l'ouvrage ;
- Pré dimensionnement des éléments principaux ;
- Calcul des planchers ;
- Calcul et ferrailage des éléments non principaux ;

Nous allons intéresser dans les quatre chapitres restants :

- Étude sismique;
- Généralités sur le comportement des murs voiles;
- Introduction à l'étude paramétrique;
- Recherche de la disposition optimale des voiles;

À la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement pour déterminer la disposition optimale assurant le bon comportement désiré.



Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1.Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus sept étages, ce projet est un ouvrage implanté à la commune de Theniet el had la wilaya de Tissemsilt.

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 :

- La wilaya classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne de groupe d'usage (groupe2), car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48m.

La wilaya est considéré comme un lieu à faible action de vent (zone I) selon les règlements NEIGE ET VENT 1999 (D.T.R C 2-4.7).

I.1.1.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

I.1.1.1.Dimensions en élévation

- hauteur totale de : 28.92m à partir de RDC.
- hauteur du rez de chaussée est de : 3,24 m.
- hauteur de l'étage courant est de : 3,24m.

I.1.1.2.Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 28.20$ m.
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 19,55$ m.

I.1.2.Ossature et système constructif adopté

I.1.2.1.Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton arme et de voile de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et sur tous des actions horizontales.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.1.2.2.Les Plancher

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux (16+4) cm.
- Plancher en dalle pleine (ép=15cm).

a) Planchers en creux corps

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- 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).

I.1.2.3. Terrasse

Il existe deux types de terrasses :

- Terrasse inaccessible.
- Terrasse accessible.

I.1.2.4. Escaliers

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.

Notre structure comporte un seul type d'escalier.

- Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaires.

I.1.2.5. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés comme suit.

a) Murs extérieurs

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.

b) Murs intérieurs

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.

I.1.2.6. Balcon

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.1.2.7.Acrotère

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

I.1.2.8.Local d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.1.3.Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire(Bamberg-RELIZANE) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\delta_{\text{sol}} = 2.00$ bars pour un ancrage $h = 2.40$ m.
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,70$ t/m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 8.29^\circ$.
- La cohésion $C = 0,67$ bars.
- Le site est considéré comme ferme(S₂).

I.1.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites « BAEL 91 », ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.1.4.1.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 tractions.

a)Les matériaux composant le béton

a.1)Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

a.2)Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

•Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

•Graviers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b)Principaux caractéristiques et avantages de béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

b.1)Économie

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

b.2)Souplesse des formes

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

b.3)Résistance aux agents atmosphériques

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

b.4)Résistance au feu

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

b.5)Résistance mécanique

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

•Résistance caractéristique à la compression

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.

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 jour considéré, elle est évaluée par la formule.

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

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

• Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est défini par la relation

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- 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.

b.6) Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

• État limite ultime (ELU)

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

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier
- 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.

Les déformations du béton sont :

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

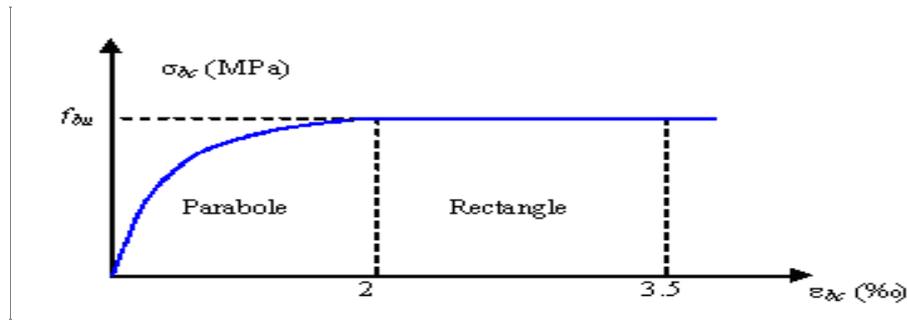


Figure I. 1: Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations du béton.

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

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

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

• État 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 trois 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: $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA.}$

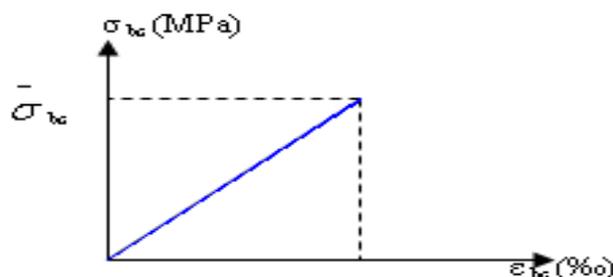


Figure I. 2 Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

b.7) Contrainte admissible de cisaillement

$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5Mpa)$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15f_{cj} / \gamma_b, 4Mpa)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce.} \\ d : \text{hauteur utile.} \end{cases}$$

b.8) Modules de déformation longitudinale

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

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané E_{ij} du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

•Module de déformation différé

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Avec : } E_{vj} \text{ e } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

b.9) Coefficient de poisson

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.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du côté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

I.1.4.2. Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage à pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 8$ mm pour les dalles.

a.1) Diagramme déformation- contrainte

$$\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰})$$

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général.}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ cas des combinaisons accidentelles.}$$

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400.

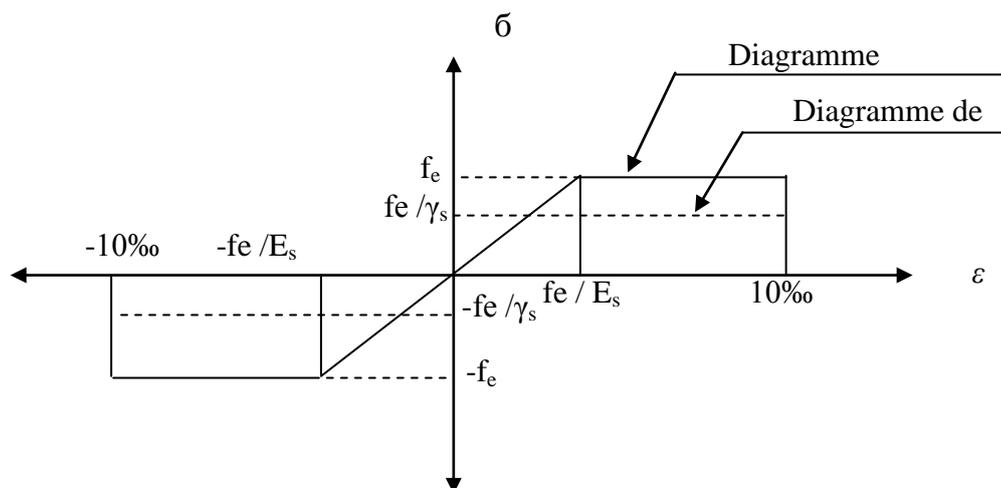


Figure I. 3: Diagramme déformation contraintes- déformations.

a.2) Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ;

Il sera pris égale à : $E_s = 2,1.105$ [MPa]

a.3) Contrainte de calcul

•Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte–déformation de la figI.3.

La contrainte de calcul, notée σ_s , et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- Rond lisse ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

$$\begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- haute adhérence ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable ou transitoire.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

•Etat limite de service

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures:

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \text{ Mpa.}$
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \text{ Mpa.}$

Avec η : coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \dots \dots \dots \text{Pours ronds lisses} \\ \eta = 1,6 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 & \dots \dots \dots \text{Pour hautes adhérences avec } \emptyset < 6\text{mm} \end{cases}$$

a.4)Allongement de rupture

$\epsilon_s =$ Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10%.

I.2.Hypothèses de calcul

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

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

I.2.1.État limite ultime résistant

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

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

I.2.1.1.Hypothèses de calcul à l'E.L.U.R

- Les sections droites 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \rightarrow \text{Flexion composée.} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \rightarrow \text{Compression simple.} \end{array} \right.$$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.

I.2.1.2.Règles 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 I. 1: 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‰

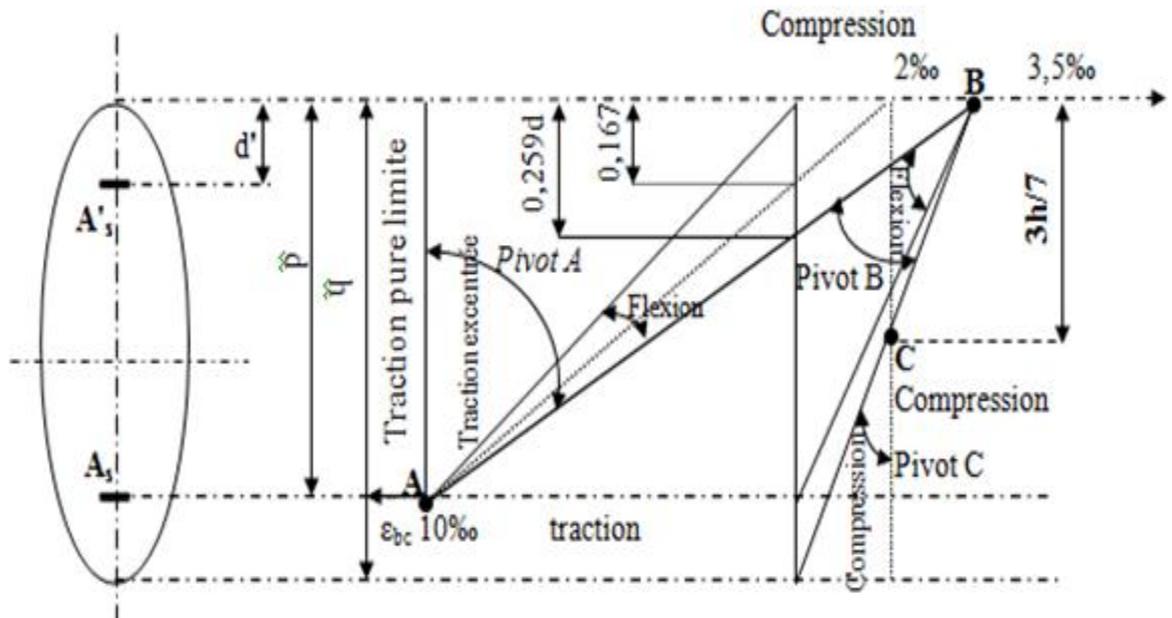


Figure I. 4: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

I.2.2.État limite service

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable, les hypothèses sont les suri ventes :

I.2.2.1.Hypothèses de calcul à E.L.S

- 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = E_b \times \epsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \\ \epsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{array} \right.$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \rightarrow \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.2.2.2.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 :

a)Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R »

- Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

- Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$\left\{ \begin{array}{l} P2 = G + Q \pm E. \\ P3 = G + Q \pm 1,2 E. \\ P4 = 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

b) Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance

$$P5 = G + Q.$$

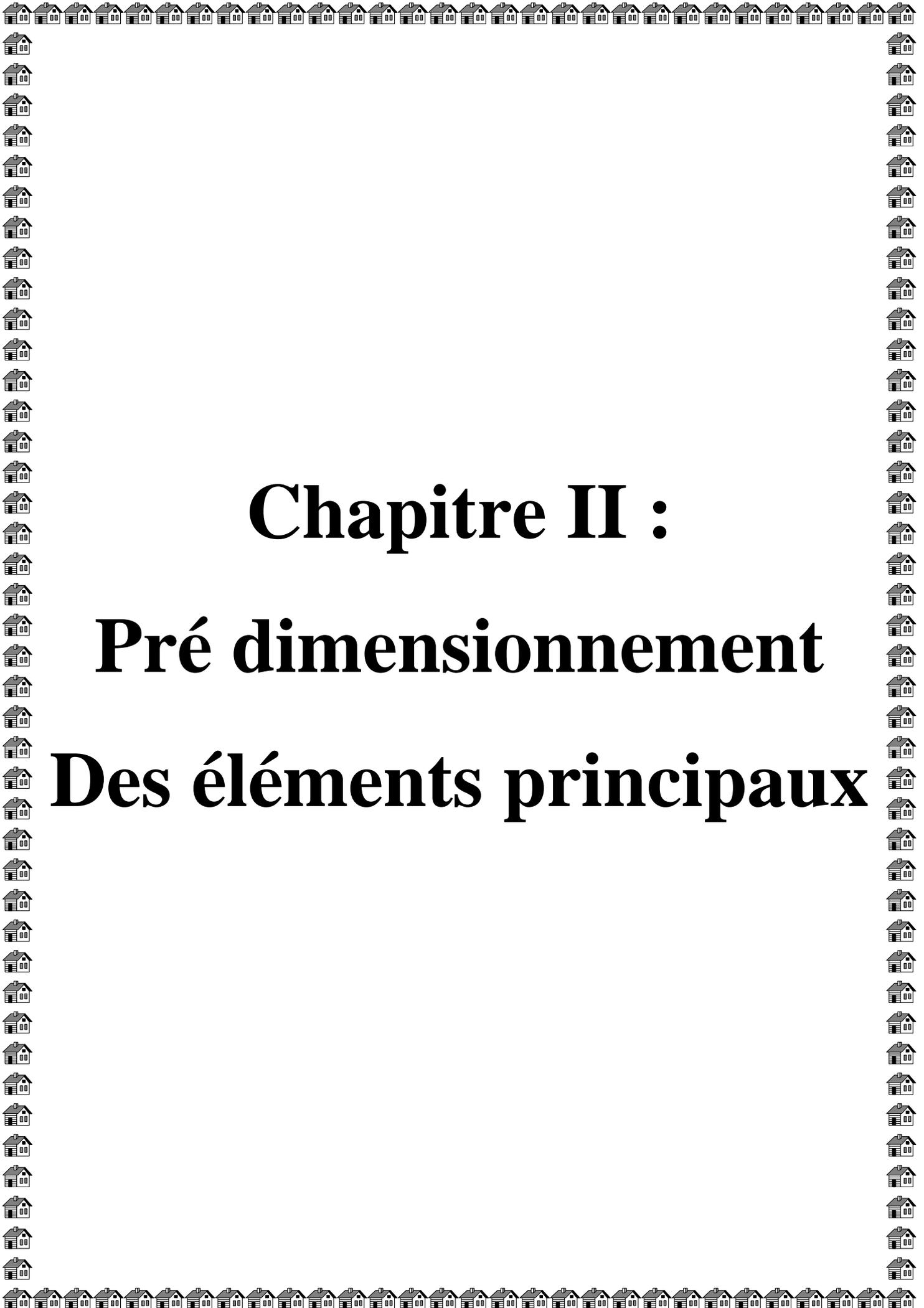
G : Charge permanente.

Avec : Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I.3. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet, la description, le rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux choisis pour cette étude.



Chapitre II :

Pré dimensionnement

Des éléments principaux

II-1-Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure. Il sera fait selon les règlements techniques Algériens. C'est-à-dire **BAEL 91, RPA 99 /V2003 et DTR** ceci pour avoir des épaisseurs économiques et éviter ainsi un sur- coût d'acier et du béton.

II-2-Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{hauteur utile est de } 0.9h_t \end{array} \right.$$

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a:

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

II -2-1-Poutres principales :

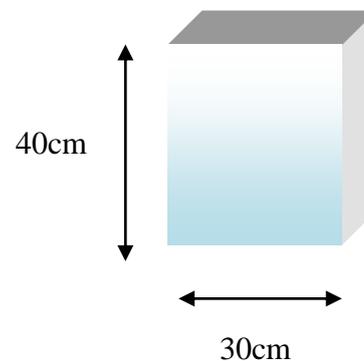
$$L_{\max} = 488 \text{ cm}$$

$$\frac{488}{15} \leq h_t \leq \frac{488}{10} \text{ cm} \Rightarrow 32,53 \leq h_t \leq 48,8 \text{ cm}$$

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

$$d = 0.9h_t \Rightarrow d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$0.3(36) \leq b \leq 0.4(36) \Rightarrow 10.8 \leq b \leq 14.4 \text{ cm}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right.$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**, on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x40) cm²**

II -2-2-Poutres secondaires

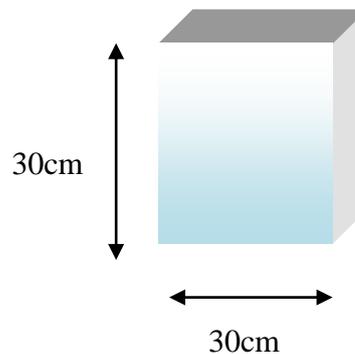
$$L_{\max} = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10} \text{ cm} \Rightarrow 28,33 \leq h_t \leq 42,5 \text{ cm}$$

On prend **h_t = 30cm**

$$d = 0,9h_t \Rightarrow d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$0,3(27) \leq b \leq 0,4(27) \Rightarrow 8,1 \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$



$$\begin{cases} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

On prend **b = 30 cm**

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**, on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des **Poutres secondaires (30x30) cm²**

II -3-Pré-dimensionnement des planchers

Un plancher est la partie horizontale d'une construction qui par la quelle est transmise les différents charge aux poutres et par la suite aux poteaux dont leurs épaisseurs est faibles par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre cas on a deux types de planchers : à corps creux et en dalle pleine.

II -3-1-Planchers à corps creux

Pour dimensionner le plancher a corps creux, on utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur de plancher il suffit de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \text{ avec } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur totale du plancher} \\ L : \text{ portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{425}{22,5} = 18,88 \text{ cm}$$

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

16cm : l'épaisseur de corps creux

4cm : la dalle de compression.

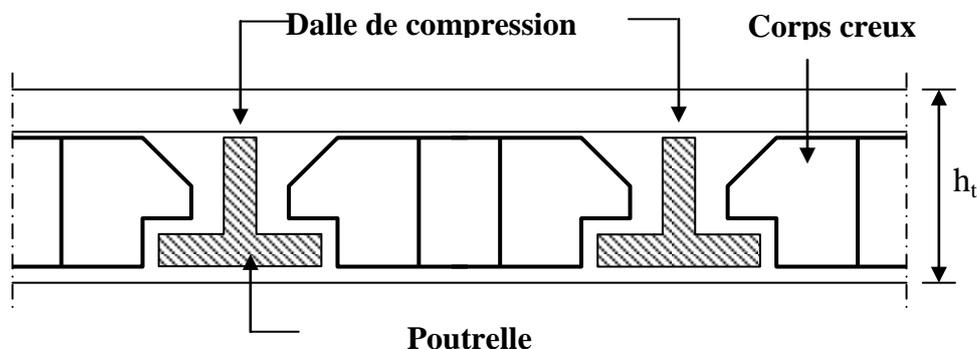


Figure II-1 Configuration d'un plancher à corps creux.

II -4-Evaluation des charges et des surcharges

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage (DTR BC 2.2 Annexe C).

II-4-1-Charge permanente

Tableau II .1.Plancher terrasse inaccessible (corps creux):

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Protection en gravillons	0,05	1
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	2,2
4	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
5+6	Plancher à corps creux	16+4	2,80
7	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		6,48
Totale	Q		1

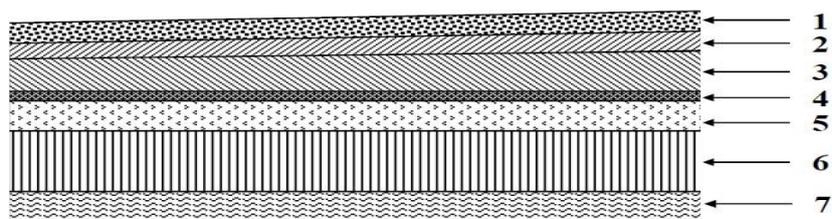


Figure II-2 Plancher terrasse inaccessible.

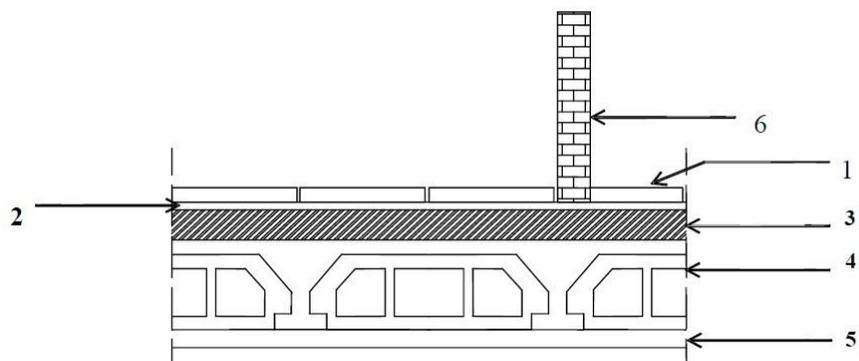


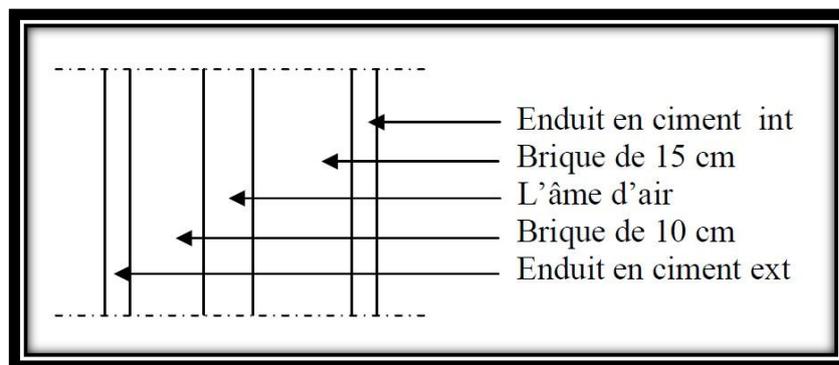
Figure II-3 Coupe plancher étage courant

Tableau II .2.Plancher étage courant et R.D.C(corps creux)

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
4	Plancher à corps creux	16+4	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	0,20
6	Cloison en briques creuses	0,1	0,90
Totale	G		5,04
Totale	Q : Plancher RDC		1,5
Totale	Q : Plancher 1 ^{er} étage au 7 ^{ème} étage		1,5

Tableau II .3.Murs extérieurs

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,35
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
4	Enduit intérieur en ciment	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1 ^{er} au 7 ^{eme} étage)		3,06



FigureII.4- Coupe Murs extérieur

Tableau II .4.Murs intérieurs

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en ciment	0,015	0,27
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1 ^{er} au 7 ^{eme} étage)		1,71

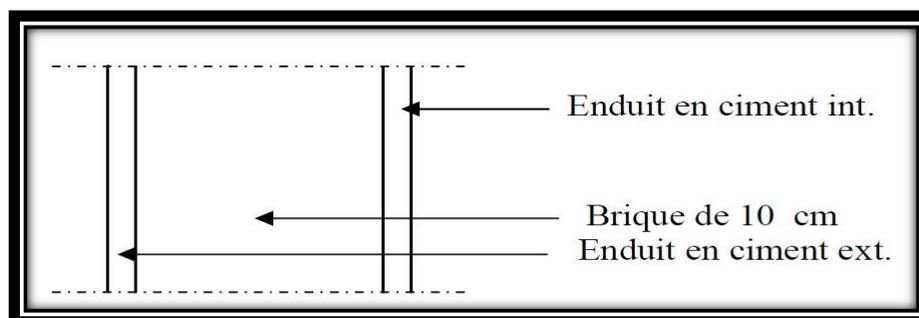


Figure. II.5- Murs intérieur

II -4-2-Charges d'exploitations**Tableau II .6. Charges d'exploitations**

Eléments	Surcharges
• Plancher terrasse inaccessible	1 KN/m ²
• Plancher étage courant (habitation)	1,5 KN/m ²
• plancher bas d'étage RDC (habitation)	1,5 KN/m ²
• les balcons	3,50 KN/m ²

II-5-Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation

On suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suite la surcharge \sum_n sur les éléments porteurs du niveau n en fonction des surcharges si appliquée sur les différents niveaux :

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$ selon les règles de BAEL91.

Avec :

n : nombre d'étage

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, Q₃ ... Les charges d'exploitations des planchers courants respectivement de hauts vers le bas.

Tableau II.7. Tableau présente la loi dégression de la surcharge

Nombre d'étage	La loi de dégression	Les surcharges (KN/m ²)
07	$NQ_0=1\text{KN/m}^2$	1,00
06	$NQ_1=q_0+q_1$	2,5
05	$NQ_2=Q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3,85
04	$NQ_3=Q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
03	$NQ_4=Q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
02	$NQ_5=Q_0+0.8(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,00
01	$NQ_6=Q_0+0.75(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6)$	7,75
RDC	$NQ_7=Q_0+0,71(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+ q_6+ q_7)$	8,511

II-6-Pré dimensionnement des poteaux

II-6-1-Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau reprenant la surface du plancher la plus importante.

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

On distingue trois (04) types de coffrage :

- ✓ **Type 1** : RDC.
- ✓ **Type 2** : 1^{er} étage, 2^{ème} étage
- ✓ **Type 3** : 3^{ème} étage, 6^{ème} étage
- ✓ **Type 4** : 7^{ème} étage.

-La surface est donné par , (Figure II-6) :

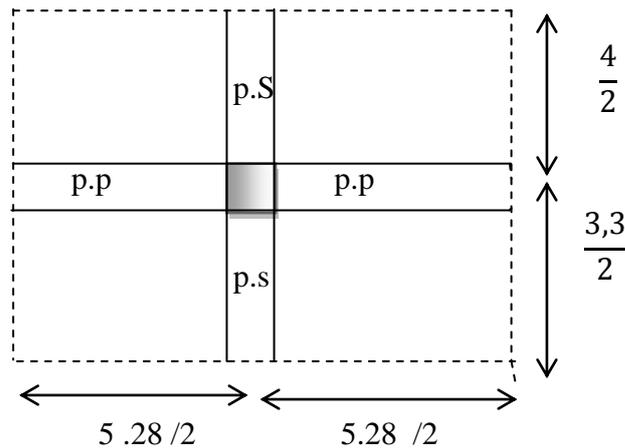


Figure II .6. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité

II-6-2-Surface du poteau le plus sollicité :

$$S_{\text{aff}} = \left(\frac{4,25+5,1}{2} \right) + \left(\frac{3,3+3,3}{2} \right) = 19,27 \text{ m}^2$$

II-6-3-Exemple de calcul :

a-1-Pré-dimensionnement des poteaux de type 01 :

$$G_{p,\text{principale}} = \left(\frac{5,28}{2} + \frac{5,28}{2} \right) 0,3 \times 0,40 \times 25 = 14,03 \text{ Kn}$$

$$G_{p,\text{secondaire}} = \left(\frac{4}{2} + \frac{3,3}{2} \right) \times 0,3 \times 0,3 \times 25 = 7,43 \text{ Kn}$$

$$G_{\text{terrasse}} = (5,55) \times 19,27 = 80,09 \text{ Kn}$$

$$G(\text{RDC, E. courant}) = (5,04) \times 7 \times 19,27 = 544,37 \text{ Kn}$$

$$G_{\text{total}} = (14,03 + 7,43) \times 9 + 80,09 + 544,37 = 902,62 \text{ Kn}$$

$$Q = 12,352 \times 19,27 = 190,59 \text{ Kn}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1,1 \times 902,62 = 992,882 \text{ KN.}$$

$$NQ = 1,1 \times 190,59 = 209,65 \text{ KN.}$$

$$Nu = (1,35 \times 992,88) + (1,5 \times 209,65) = 1654,86 \text{ KN.}$$

a-2--Détermination de la section du poteau (a,b) de type 01 :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$(\alpha = f(\lambda)).$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

$$\lambda: \left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right).$$

$$i: \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right).$$

$$I: \left(I = \frac{bh^3}{12} \right).$$

B : (B=a x b).

γ_b : ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

γ_s : ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

f_e : ($f_e=400\text{MPa}$).

f_{c28} : ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

Br : (Br = (a-0,02)(b-0,02)) [m²].

b- Détermination de "a" :

b-1-Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$:

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0 = 4.56\text{m}$;

$$L_f = 0,7 \times 3.56 = 2.5 \text{ m} = 250\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{250}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{250}{0,289 \times 50} = 17.30 \text{ cm}$$

On prend : **a = 50cm**

$$i = 0,289 \times 50 = 14,45\text{cm}$$

$\lambda=0,7L0/i \Rightarrow 250 / 14,45 = 17,24 < 50$ Condition vérifiée.

c-Détermination de (b)

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$$

$$B_r: \text{ section réduite } B_r = (50-2) \times (b-2) = 48(b-2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa (selon le RPA l'article 7.4.2.1)}$$

$$A_s = 0,8\% [48(b-2)] = 0,384(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{321,3}{14,45} = 21,54 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(21,54/35)^2]$$

$$\alpha = 0,79$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,79 \left[\frac{48(b-2) \times 25}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,384(b-2) \times 400}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 0,79 \left[\frac{48(b-2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,384(b-2) \times 400 \times 10^2}{1,15} \right]$$

$$N_u = 100993,24(b-2) \text{ avec } N_u = 1654,86 \text{ kN}$$

$$b \geq 18,39 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 50cm.**

d-Vérification des conditions du "RPA99 version 2003" :

D'après l'article 7.4.1 pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a; b) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} = \frac{459}{20} = 22,95 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1, < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

On adopte une section de **(50x50) cm²**

Vu le nombre de niveau et pour une raison économique, nous avons choisi dans notre conception des poteaux à inertie variable en hauteur, les dimensions du poteau pris en compte pour les différents niveaux de la construction.

RDC, →(50x50) cm²

1^{er} étage, 2 étages. →(45x45) cm²

3^{ème} étage, 6^{ème} étage. →(40x40) cm²

7^{ème} étage. →(35x35) cm²

II-7-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destiné pour reprendre les charges verticale (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations, mais aussi principalement d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme .

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. 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

On considère 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.

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{22} ; 15\right) \text{ cm}$$

D'où : h_e : hauteur d'étage ; h_e= 3.24

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{22} = \frac{356}{22} = 16.18 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$e \geq \max (16.18 \text{ cm} ; 15 \text{ cm})$.

Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements : **e = 20 cm**

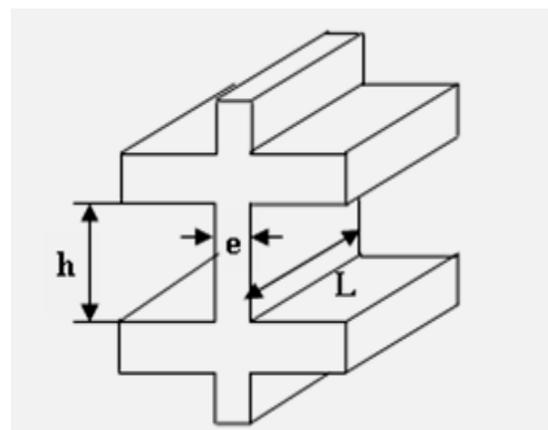


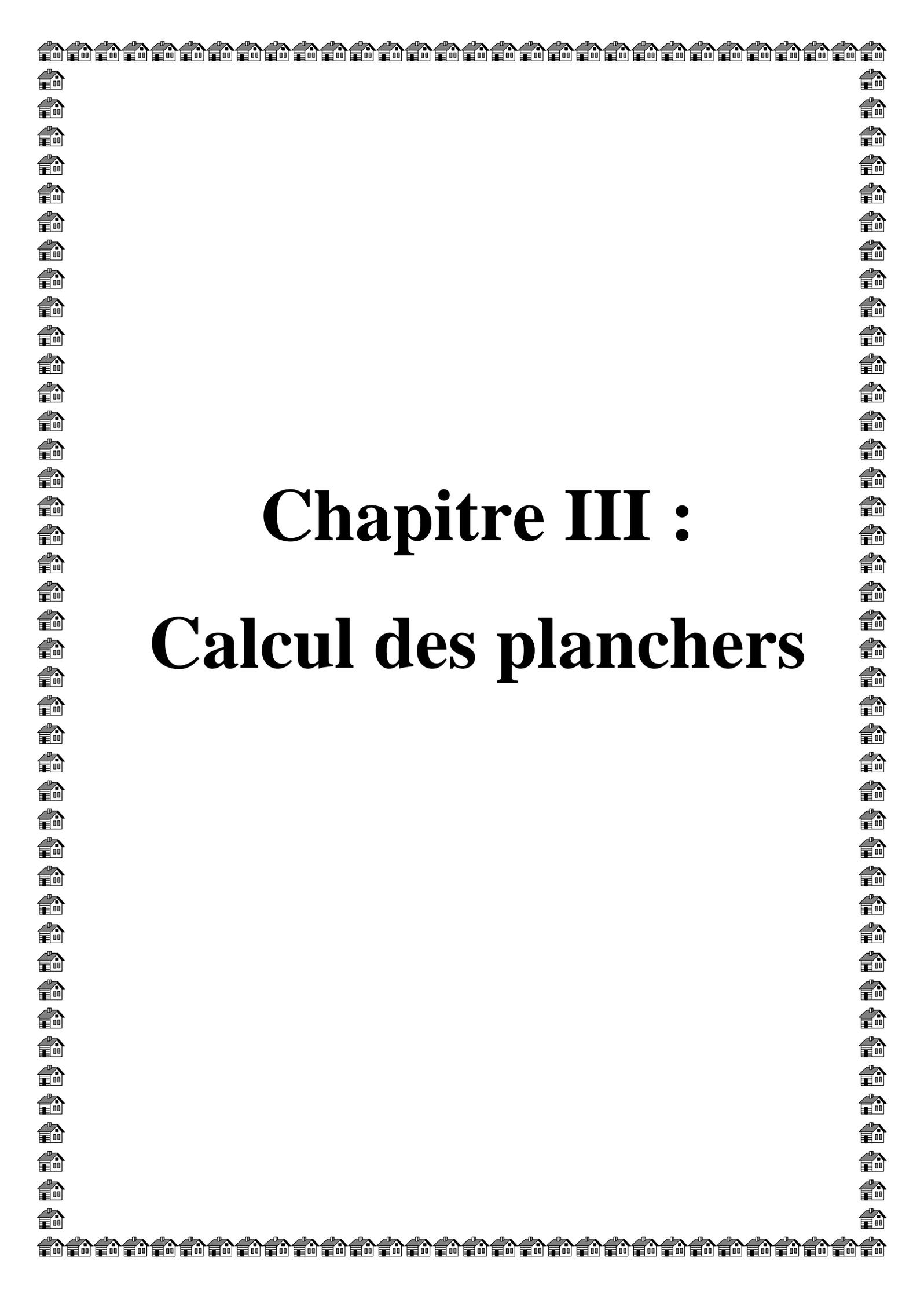
Figure II -8 : Coupe de voile en élévation

Tableau II .8. : Récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs

Éléments	RDC	1 ^{ER} étage 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage 4 ^{ème} étage 5 ^{ème} étage 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
poutres principales	30x40 cm ²	30x40 cm ²	30x40 cm ²	30x40 cm ²
poutres secondaires	30x30cm ²	30x30 cm ²	30x30 cm ²	30x30 cm ²
Poteaux	50x50 cm ²	45x45 cm ²	40x40 cm ²	35x35 cm ²
les voiles	20 cm			
les planchers	16+4 cm			

Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisé dans les prochains chapitres comme le calcul de ferrailage des éléments et l'étude sismique donc ce chapitre est une liaison entre la conception de la structure et son analyse.



Chapitre III :

Calcul des planchers

III.1.Introduction :

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps-creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent les corps-creux, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- A dalle plane en béton armé.

Les planchers assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance :**

Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation,

- **Fonction d'isolation:**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet a usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur les quelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.2.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. Hauteur du plancher : **ht=20 cm** Épaisseur de la nervure : **h0=4cm** Largeur de la dalle de compression: **b0=12cm**.

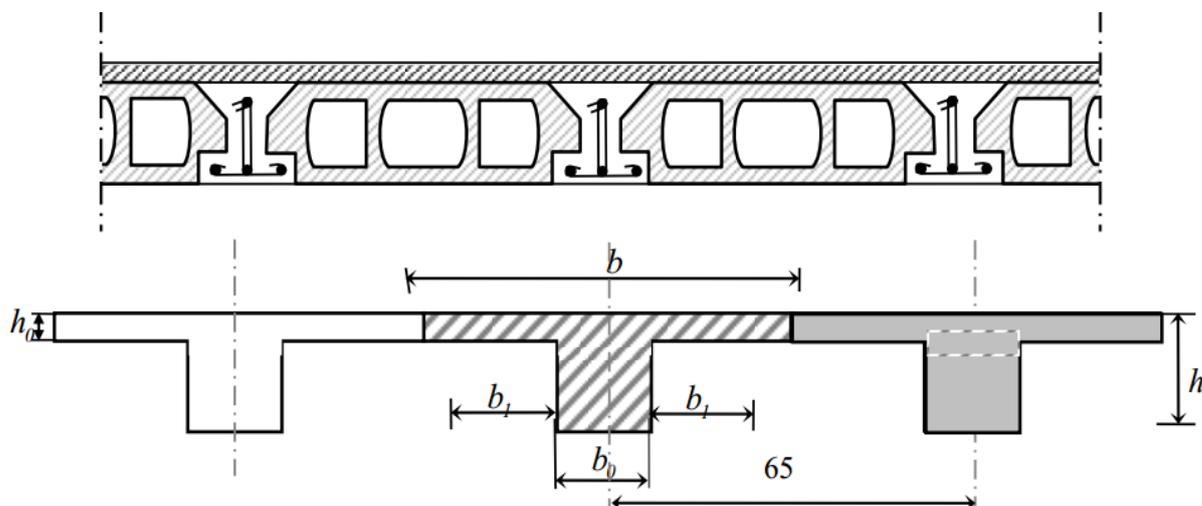


Figure III. 1 : Dimensionnement des poutrelles.

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes: $b=2b_1+b_0$ (1)

la portée maximale est : $L = 4,80$ m et $h_0=65$ cm

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26.5$ cm

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26.5 + 12 = 65$ cm

III.3.Méthode de calcul des poutrelles**III.3.1.Méthode forfaitaire**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci après sont satisfaites.

III.3.1.1.Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 ;

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.3.1.2.Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques "M₀" De la travée indépendante.

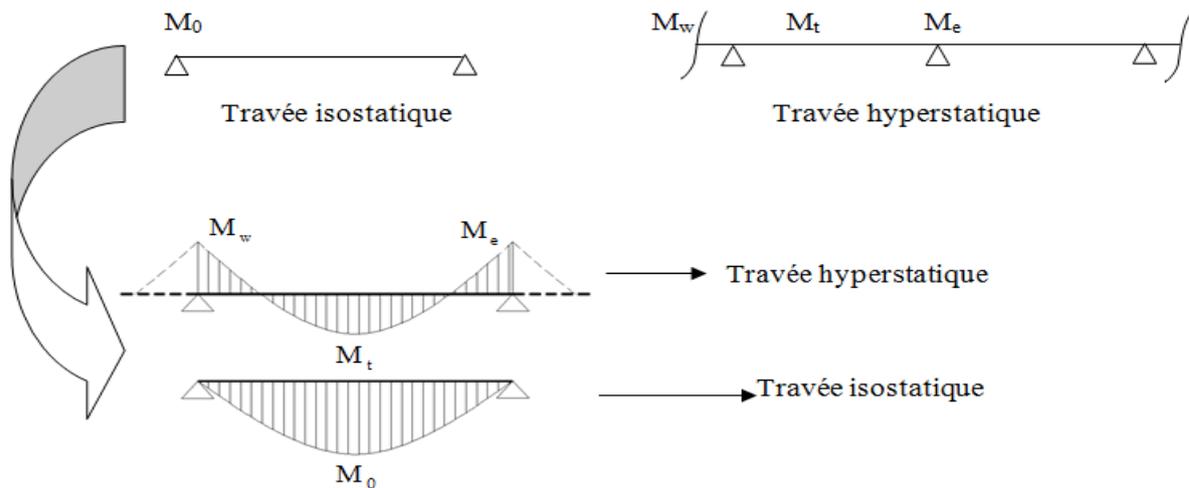


Figure III. 2 : diagrammes du moment corrigé.

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

$$M_t \geq \max [1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

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 ;

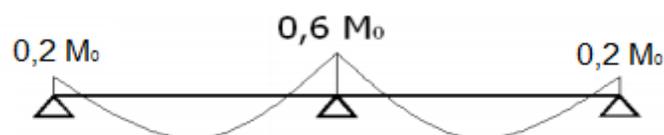
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

α : $Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation a la somme des charges permanentes Et d'exploitations.

III.3.1.3. Les valeurs des moments aux appuis

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

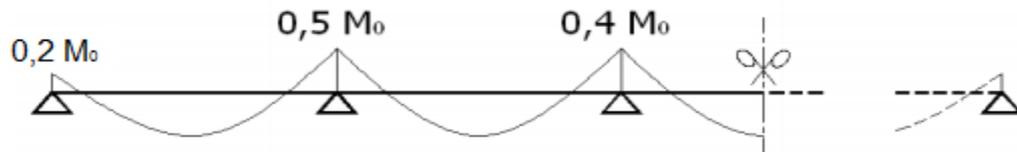
- Poutre contenue a deux travées ;



- Poutre contenue a trois travées ;



- Poutre contenue a plus de trois travées.



III.3.1.4.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 :

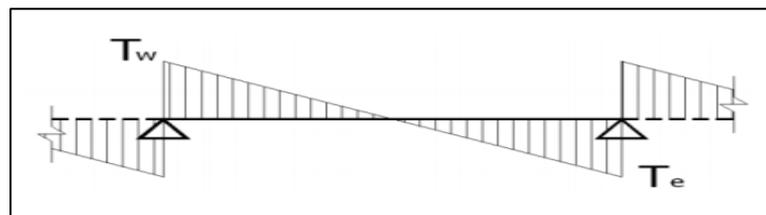


Figure III. 3: diagramme de l'effort tranchant.

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

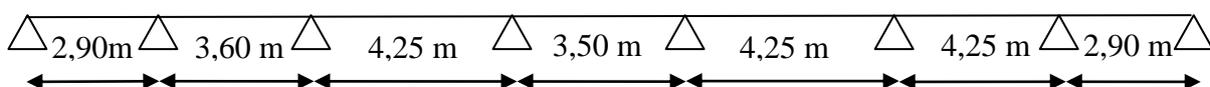
III.4.Calcul du ferrailage

III.4.1.Planchers étages courant

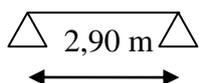
III.4.1.1. Etude des poutrelles Planchers étages courants

On a quatre (04) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées.

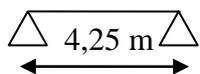
Type 01 : Travées A-B ;B-C ;C-D ;D-E ;E-F ;F-G ;G-H



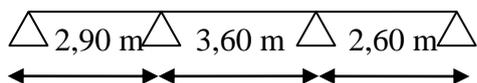
Type 02 : Travée A-B



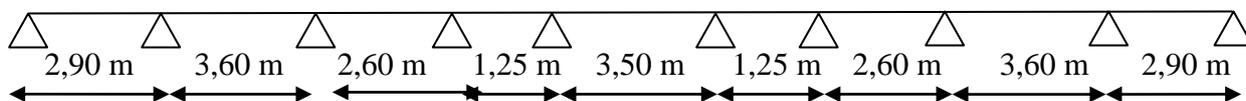
Type 03 : Travées C-D



Type 04 : Travées A-B ; B-C ;C-D



Type 05: Travées A-B ;B-C ;C-D ;D-E;E-F ;F-G ;G-H;H-I;I-J



a) Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire

- la charge d’exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq (2G = 10,08 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 10,08 \text{ KN/m}^2$ condition vérifiée.
- Poutrelle à d’inertie constante ($I = \text{Cte}$)..... condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau III. 1: Rapport entre les travées successives.

Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Portée	3,3	4,00	4,65	3,90	4,65	4,00	3,30
Rapport	0,82		1,19		1,02		1

$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Sollicitations

Le plancher d'étage courant comporte « 04 » types des poutrelles.

D'où : $G = 5,04 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

b.1) E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,88 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q/(G + Q) = 1,50/(5,04 + 1,50) = 0,23$$

$(1 + 0,3\alpha, = 1,07 > 1,05$, donc : on doit tenir compte de 1,07

$(1,2 + 0,3\alpha, 3\alpha = 0,63$ (travée de rive)

$(1 + 0,3\alpha, 3\alpha = 0,53$ (travée intermédiaire)

$$q_u = 5,88 \text{ KN/ml}$$

b.2) E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 \rightarrow q_s = 4,25 \text{ KN/ml}$$

➤ Exemple de calcul Travée(AB) :**• Moments fléchissant (isostatiques)**

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{5,88 \cdot 2,9^2}{8} = 6,18 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{5,88 \cdot 3,60^2}{8} = 9,52 \text{ KN.m}$$

• Moments sur appuis

En appui(A) : $M_A = 0,2M_0^{AB}$

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 1,24 \text{ KN.m}$$

En appui(B) :

$$M_B = 0,5 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 4,76 \text{ KN.m}$$

Moments En travées

Travée (AB)

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \\ \bullet \left\{ \begin{array}{l} M_T^{(AB)} \geq 1,15 \cdot M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 4,945 \text{ KN.m} \\ M_T^{(AB)} \geq 0,63 \cdot M_0^{AB} = 3,89 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_T^{(AB)} = 4,945 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

• **Efforts tranchants**

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

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + q_u \frac{L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - q_u \frac{L}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (A-B)} \begin{cases} T_w = \frac{1,24 - 4,76}{2,90} + 5,88 \frac{2,90}{2} = 7,887 \text{ KN} \\ T_e = \frac{1,24 - 4,76}{2,90} - 5,88 \frac{2,90}{2} = -9,165 \text{ KN} \end{cases}$$

Type1:

Tableau III. 2-1 : Tableau récapitulatif des résultats des sollicitation des poutrelles.

Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S					
		M(KN. m) et T(KN)						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
AB	2,9	6,181	1,24	4,76	4,109	7,31	-9,742	4,47	0,89	2,23	3,57	5,7	-6,62
BC	3,6	9,526	4,76	5,31	5,918	10,43	-10,74	6,89	2,23	2,75	5,42	7,51	-7,79
CD	4,25	13,28	5,31	5,31	9,957	12,5	-12,5	9,6	2,75	3,84	7,74	8,78	-9,29
DE	3,5	9,004	5,31	5,31	5,044	10,29	-10,29	6,51	3,84	2,6	4,26	7,79	-7,08
EF	4,25	13,28	5,31	5,31	9,957	12,5	-12,5	9,6	2,6	3,84	7,81	8,74	-9,32
FG	3,6	9,526	5,31	4,76	5,918	10,74	-10,43	6,89	3,84	3,44	4,28	7,76	-7,54
GH	2,9	6,181	4,763	1,24	4,109	9,742	-7,31	4,468	3,443	0,89	2,97	7,041	-5,28

Type 2,3,4 :

Tableau III. 2-2 : Tableau récapitulatif des résultats des sollicitations des poutrelles.

Type	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S					
			M(KN. m) et T(KN)						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
2	AB	2,9	6,181	1,24	1,24	5,872	8,526	-8,526	4,47	0,89	2,23	3,57	5,7	-6,62
3	CD	4,25	13,28	2,66	2,66	12,61	12,5	-12,5	9,6	1,92	4,8	7,68	8,35	-9,71
4	AB	2,9	6,181	1,24	4,76	4,109	7,31	-9,742	4,47	0,89	2,23	3,57	5,7	-6,62
	BC	3,6	9,526	4,76	4,76	6,192	10,58	-10,58	6,89	1,38	3,44	5,51	7,08	-8,22
	CD	2,6	4,969	4,76	0,99	2,836	9,094	-6,194	3,59	0,72	1,8	2,87	5,11	-5,94

Type5:

Tableau III. 2-3 : Tableau récapitulatif des résultats des sollicitations des poutrelles.

Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S					
		M(KN. m) et T(KN)						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
AB	2,9	6,181	1,24	4,76	4,109	7,31	-9,742	4,47	0,89	2,23	3,57	5,7	-6,62
BC	3,6	9,526	4,76	3,81	6,668	10,85	-10,32	6,89	2,23	2,75	5,42	7,51	-7,79
CD	2,6	4,969	3,81	1,99	2,815	8,345	-6,943	3,59	2,75	1,44	2,03	6,03	-5,02
DE	1,25	1,148	1,99	3,6	-1,47	2,384	-4,966	0,83	1,44	0,33	0,07	3,54	-1,77
EF	3,5	9,004	3,6	3,6	6,753	10,29	-10,29	6,51	0,33	2,6	6,02	6,79	-8,09
FG	1,25	1,148	3,6	1,99	0,456	4,966	-2,384	0,83	2,6	0,33	0,52	4,47	-0,84
GH	2,6	4,969	1,987	3,81	2,815	6,943	-8,345	3,591	0,332	1,44	3,246	5,1	-5,95
HI	3,6	9,526	3,81	4,76	6,668	10,32	-10,84	6,885	1,437	3,44	5,478	7,093	-8,21
IJ	2,9	6,181	4,763	1,24	4,109	9,742	-7,31	4,468	2,234	0,89	3,574	6,625	-5,7

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suite la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

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

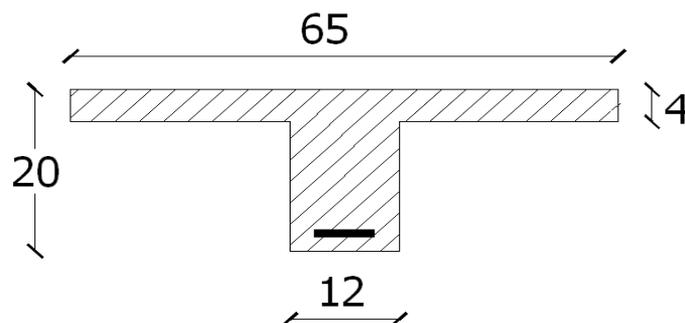


Figure III. 4 : la section du poutrelles calculé (en T).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0\max} = 13,28 \text{ KN.m} \\ M_{t\max} = 12,61 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 2,66 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 5,31 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 12,50 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.4.1.2. Ferrailage en travée

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

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

$$M_{t\max} = 12,61 \text{ KN.m} < M_{tb} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t^u < M_0 \Rightarrow$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

\Rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

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

b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,24 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,034 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot. A} : \xi_s = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0432$$

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

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

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{12,61 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_S = 2,04 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

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

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 2,04) = 2,04 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

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

III.4.1.3. Ferrailage Sur appuis

- Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 5,31 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,31 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,096 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,169$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,932$$

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

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,31 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

- Appuis de rive :

$$M_a^u \text{ max(riv)} = 2,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{riv})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,66 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,048 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,061 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

$$A_{s(\text{riv})} = \frac{M_{a(\text{riv})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,66 \times 10^3}{0,975 \times 18 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

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

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,18) = 1,18 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_s = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2.$$

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

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,43) = 0,43 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

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

III.4.1.4. Vérifications**a) L'influence de l'effort tranchant**

D'après le BAEL91 (art A.5.1, 211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12,50 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,57 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifier.}$$

b) Section et écartement des armatures transversales A_t **b.1) Diamètre des armatures transversales : (article A.7.2, 2 du BAEL91)**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,51 \approx 8 \text{ mm}$$

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

b.2) Calcul des espacements : (d'après le BAEL91 (A.5.1, 22))

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

b.3) La section des armatures transversales

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

$K = 1$ (fissuration non préjudiciable).

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

$$f_e E = 235 \text{ MPA} \quad ; \delta_s = 1,15$$

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

$$A_t \geq \frac{1,15(0,57 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,20$$

$$A_t = -1,05 \cdot 10^{-05}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91mod99 DTU page 196).

c) Pourcentage minimal des armatures transversales

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,28; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,2}{235} = 4,09 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,41 \text{ cm}^2$$

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:

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

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2.T}{a.b_0}$$

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

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

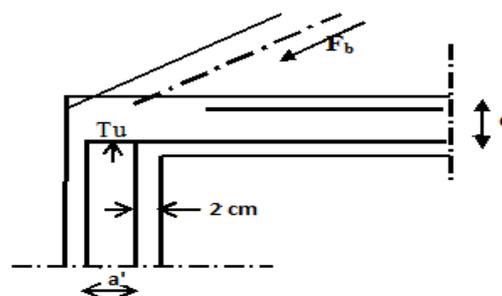


Figure III. 5 : Compression de la bille d'about

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

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 12,50 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 1,56 \text{ cm}$$

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

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

$$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 > 1,56 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e)Vérification à L' E .L .S

e.1)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} .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } 400 F_e E \end{array} \right. \Rightarrow Si : \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

e.2)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 III. 3 : Vérification des compressions.

	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{\text{ser}}(\text{KN.m})$	$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	α_T	Observation
Appui	5,31	4,50	0,34	0,0432	Condition vérifiée
Travée	12,61	10,70	0,33	0,169	Condition vérifiée

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

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL91 (A.5.1, 31))

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

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot 2 \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

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 : $l_s = 35\phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}$; $F_e E400$)

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

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

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56\text{KN}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 10,33 \leq 66,56 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

g) Vérification des armatures longitudinales

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

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

$$A_s = \frac{1,15 \times 10,33 \times 10^{-3}}{400} = 0,30\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,30\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

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

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot 0,23 \sum \mu} ; \left(\sum \mu : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres} \right)$$

$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$; Pour les armatures à H.A $\rightarrow = 1,5 \psi_s$ d'après le tableau :

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

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,6 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{10,33 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 0,1130} = 0,44 \text{ MPA}$$

Donc $\tau_s = 0,44 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

a) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

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

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,88 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{488}{500} = 0,976 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,024 \right)^2$$

$$I_0 = 4,69 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,216} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65} \right) 0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,818$$

$$IF_i = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 4,69 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,16 \cdot 0,818)} = 0,14 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 E_i I_{Fi}} = \frac{10,24 \cdot 10^{-3} \cdot 4,3^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,14} = 4,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Avec : $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPA}$

Donc : $f = 4,2 \cdot 10^{-6} \text{ m} \leq f_{adm} = 0,976 \text{ m}$ Condition vérifiée.

III.4.1.5.Schemas de ferrailage des poutrelles Etage courant

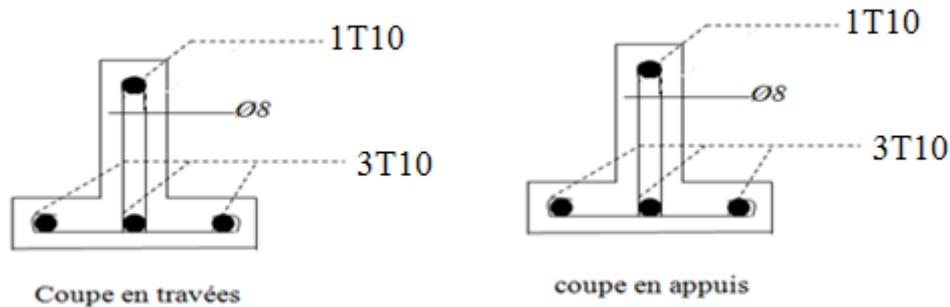


Figure III. 6 : Ferrailage des poutrelles de rive.

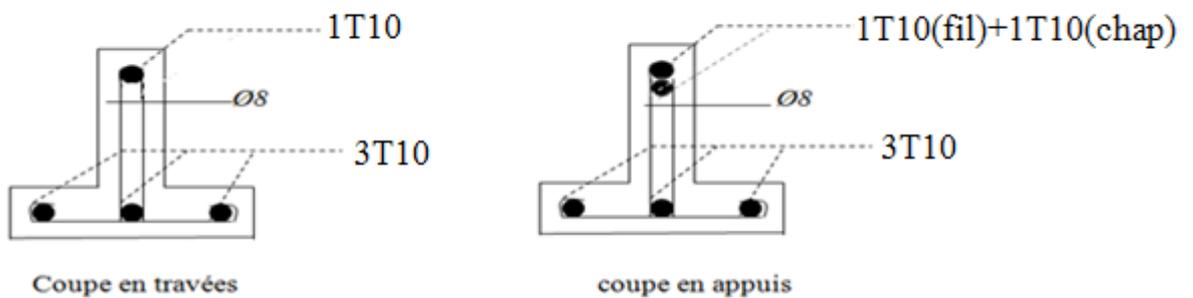


Figure III. 7 : Ferrailage des poutrelles intermédiaire.

III.4.2.Planchers terrasse

III.4.2.1.Étude des poutrelles Planchers étages terrasse

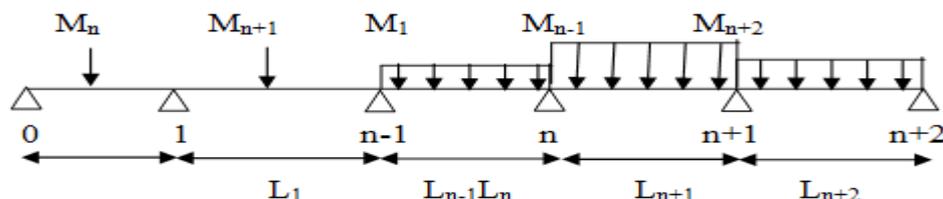
On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment.

Méthode de calcul:

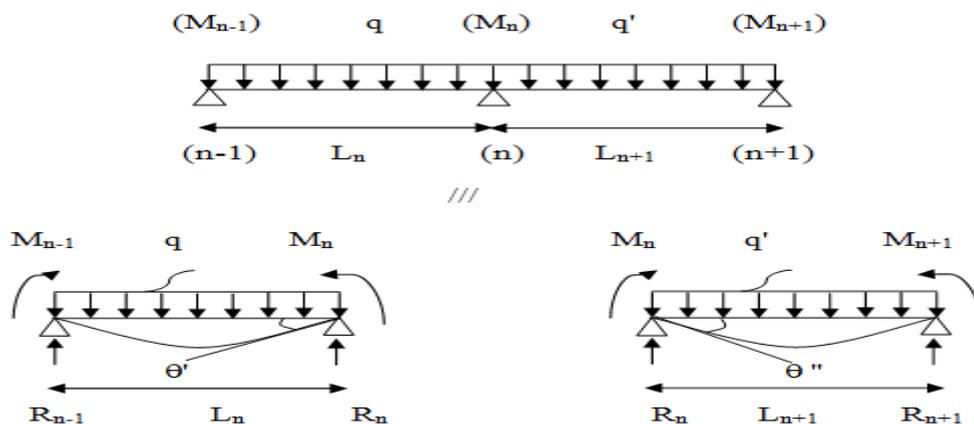
Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments.**

Principe de calcul de la méthode des trois moments:

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,



Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracer selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiquésur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

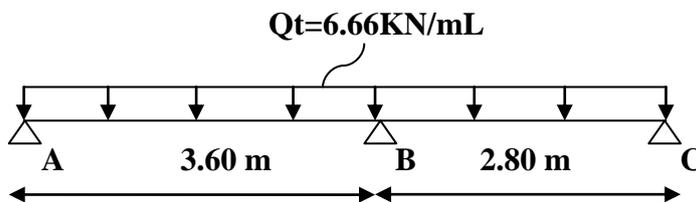
$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme généralilest applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée **équation de CLAPEYRON**.

Exemple de calcul:

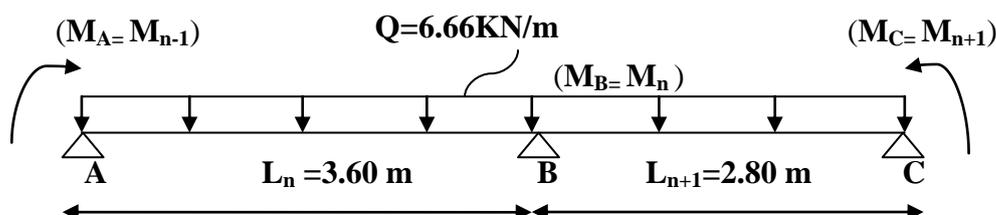
On prend comme exemple de calcul le 1^{er} type de poutrelle (avec 2 travées)



Le calcul se fait selon la formule:

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie AB:

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 10.78 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1.80 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \times 3.60 \times 10.78 = 25.87 \text{ m}^2$$

Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 6.52 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1.40 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \times 2.80 \times 6.52 = 12.17 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3.60 M_A + 2(3.60 + 2.80) M_B + 2.80 M_C = -6[(1.80 \times 25.87 / 3.60) + (1.40 \times 12.17 / 2.80)]$$

$$\text{Avec: } M_A = -0.2 \times M_{0AB} = -2.156 \text{ KN.m}$$

$$12.80 M_B + 2.80 M_C - 7.76 = -114.12 \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Avec: } M_C = -0.2 \times M_{0bc} = -1.30 \text{ KN.m}$$

$$\text{De (1): } M_B = -8.025 \text{ KN.m}$$

- Les moments sur appuis sont:

$$M_A = -2.156 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -8.025 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -1.30 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant:

- Travée (AB):

$$\begin{cases} T_w = (2.156 - 8.025) / 3.60 + 6.66 \times 3.60 / 2 = 10.35 \text{ KN} \\ T_e = (2.156 - 8.025) / 3.60 - 6.66 \times 3.60 / 2 = -13.61 \text{ KN} \end{cases}$$

- Travée (BC):

$$\begin{cases} T_w = (8.025 - 1.30) / 2.80 + 6.66 \times 2.80 / 2 = 11.72 \text{ KN} \\ T_e = (8.025 - 1.30) / 2.80 - 6.66 \times 2.80 / 2 = -6.92 \text{ KN} \end{cases}$$

III.5. Les moments en travée:

$$\begin{cases} M_{t_{AB}} = M_A + M_B / 2 + M_{0_{AB}} = 5.68 \text{ KN.m} \\ M_{t_{BC}} = 7.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

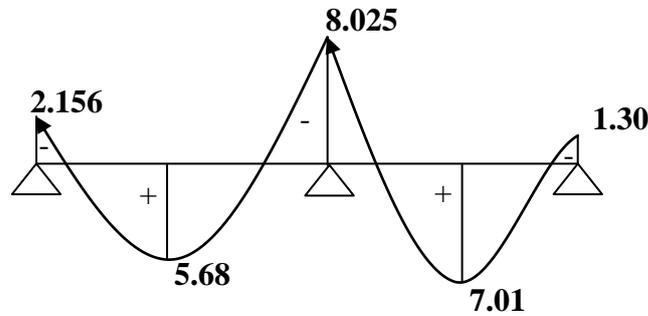


Fig.III.8. Diagramme des moments fléchissant M [KN.m].

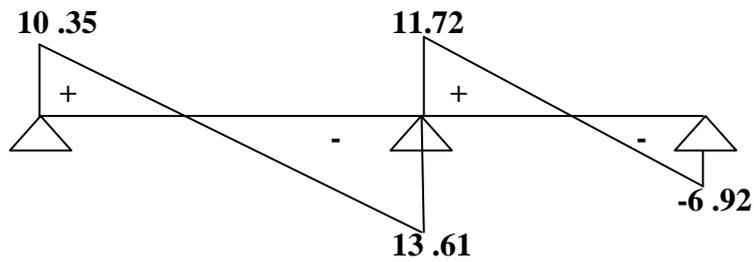


Fig.III.9. Diagramme des efforts tranchants T [KN].

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S			
			M0	Mt	Mw	Me	Tw	Te	M0	Mt	Mw	Me
01	A-B	3.60	10.78	5.68	2.15	8.02	10.35	-13.61	7,87	4.50	1,57	6,74
	B-C	2.80	6.52	7.01	8.02	1.30	11.72	-6.92	4.76	2.79	6,74	1
02	A-B	2,9	7,001	3,21	1,4	6,18	8,009	-11,31	5,11	2,34	1,02	4,51
	B-C	3,6	10,78	3	6,18	9,4	11,09	-12,88	7,88	2,18	4,51	6,86
	C-D	4,25	15,04	6,15	9,4	8,38	14,39	-13,91	11	4,48	6,86	6,11
	D-E	3,5	10,2	1,81	8,38	8,31	11,68	-11,64	7,44	1,32	6,11	6,11
	E-F	4,25	15,04	6,15	8,31	9,4	13,9	-14,41	11	4,48	6,11	6,86
	F-G	3,6	10,78	3	9,4	6,18	12,88	-11,09	7,88	2,18	6,86	4,51
	G-H	2,9	7,001	3,21	6,18	1,4	11,31	-8,009	5,11	2,34	4,51	1,2

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0\max} = 15,04 \text{ KN.m} \\ M_{t\max} = 7,01 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{riv})\max} = 2,15 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter})\max} = 9,40 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

III.5.1.1.Ferrailage en travée

a)Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

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

$M_{t \max} = 7,01 \text{ KN.m} < M_{tb} = 58,95 \text{ KN.m}$ $M_t^u < M_0 \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

\Rightarrow La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

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

b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{7,01 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,041 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,041 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot. A} : \xi_s = 10 \frac{0}{00}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0523$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$$

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

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{7,01 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 1,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_S = \mathbf{1,99 \text{ cm}^2}$$

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

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

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

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,99) = 1,99 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_S = \mathbf{3T10 = 2,36 \text{ cm}^2}$$

III.5.1.2. Ferrailage sur appuis

- Appuis intermédiaire

Etat- limite ultime de résistance : $M_a^u \text{ max(inter)} = 9,40 \text{ KN.m}$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension : $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{9,40 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,141 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,191 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,923$$

$$A_{s_a} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{9,40 \times 10^3}{0,923 \times 18 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_S = 1,34 \text{ cm}^2$$

- **Appuis de rive**

$$M_a^u \text{ max(riv)} = 2,15 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{riv})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,15 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,033 < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

$$A_{s_{a(\text{riv})}} = \frac{M_{a(\text{riv})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{2,15 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_S = 0,29 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,18) = 1,18 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

$$A_S = 2T10 = 1,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min(\text{riv})} = 0,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,29) = 0,29 \text{ cm}^2.$$

Le choix:

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

III.5.1.3. Vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14,41 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,50 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition verifier .}$$

b) Section et écartement des armatures transversales A_t :

b.1) Diamètre des armatures transversales :(article A.7.2, 2 du BAEL91):

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,51 \approx 8 \text{ mm}$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

b.2) Calcul des espacements :(d'après le BAEL91 (A.5.1, 22))

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm}$$

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

b.3) La section des armatures transversales

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

$k=1$ (fissuration non préjudiciable)

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

$$f_e E = 235 \text{ MPA} \quad ; \delta_s = 1, 15$$

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

$$A_t \geq \frac{1,15(0,50 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,20$$

$$A_t = -1,04.10^{-05}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91mod99 DTU page 196).

c) Pourcentage minimal des armatures transversales

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,25; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,2}{235} = 4,09 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,41 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Alors on adopte : $A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2$

d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la bielle est:

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

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

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

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

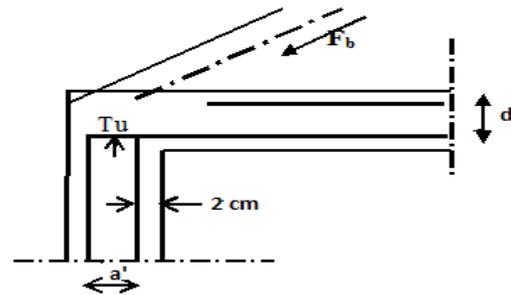


Figure III. 8 : Compression de la bille d'about

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

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10,78 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 1,29 \text{ cm}$$

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

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

$A = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 1,29 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

e) Vérification à L' E .L .S

e.1) 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} .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier 400 F}_c E \end{array} \right. \Rightarrow Si : \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

e.2) 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 III. 5 : Vérification des compressions.

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	α_T	Observation
Appui	9,40	6,86	0,445	0,0432	Condition vérifiée
Travée	14,41	11,62	0,44	0,169	Condition vérifiée

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

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL91 (A.5.1, 31))

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

$$V_u \leq \bar{V}_u$$

$$V_u \leq 0,267 \cdot \alpha \cdot 20 \cdot f_{c28}$$

$$\frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

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 : $l_s = 35\phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}$; $F_e E400$)

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

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

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 1,2) \times 10^2 \times 25 = 66,56\text{KN}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 10,33 \leq 66,56 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification des armatures longitudinales

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

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s} \rightarrow A_s = \frac{1,15 \times 10,33 \times 10^{-3}}{400} = 0,30\text{cm}^2$$

$$A_s = 2,36\text{ cm}^2 \geq 0,30\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.1) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

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

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

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; \text{ Pour les armatures à H.A } \rightarrow 1,5\psi_s \text{ d'après le tableau :}$$

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

$$\sum \mu = 3 \cdot 2 \cdot \pi \cdot R = 3 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 0,6 = 11,30\text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{10,33 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,23 \cdot 0,1130} = 0,44 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_s = 0,44 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPA}$ Condition vérifiée.

g.2) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

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

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,88 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{488}{500} = 0,976 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \left(\frac{0,20}{2} - 0,024\right)^2$$

$$I_0 = 4,69 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,216} = 0,013$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{0,12}{0,65}) \cdot 0,013} = 3,16$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{(4 \rho \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,818$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \cdot 4,69 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,16 \cdot 0,818)} = 0,14 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{10,24 \cdot 10^{-3} \cdot 4,3^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 0,14} = 4,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Avec : $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

Donc : $f = 4,2 \cdot 10^{-6} \text{ m} \leq f_{adm} = 0,86 \text{ cm}$ condition vérifiée.

h) Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse

➤ **Poutrelles de rive**

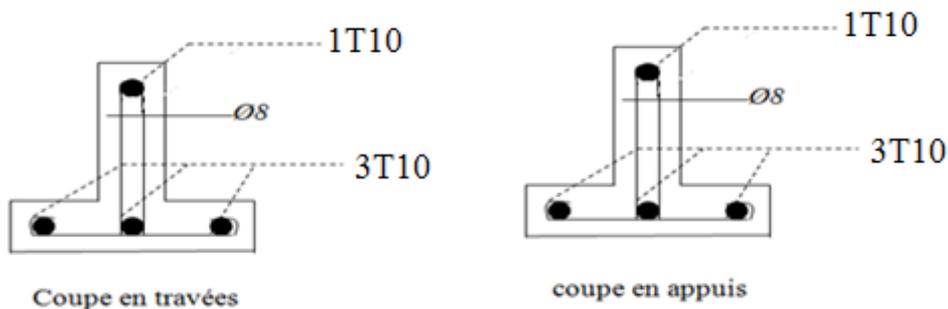


Figure III. 9 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse (Poutrelles de rive).

➤ Poutrelles intermédiaire

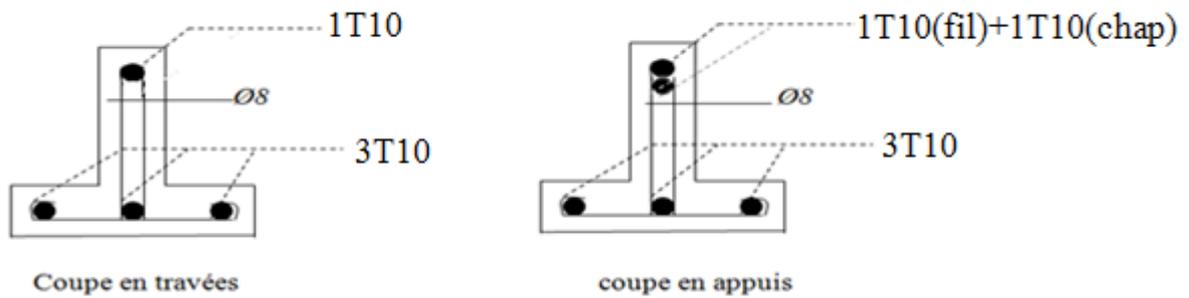


Figure III. 10 : Schémas ferrailage des poutrelles Plancher Terrasse (Poutrelles intermédiaire).

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,046 \geq 0,0444) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{29,60}{488} \geq \frac{11,62}{10 \times 9,82} \right) \Rightarrow (0,06 \leq 0,11) \dots \dots \text{condition non vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,011 \leq \frac{4,3}{400} = 0,011 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Vu que la 2^{ème} condition ne pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

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

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

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

Avec : $E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPA}$

$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPA}$

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

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

I_f : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;

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

A) Détermination du centre de gravité :

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

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

$$y_G = 12,97 \text{ cm}$$

B) Détermination du moment d'inertie :

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

$$I_g = \frac{65(12,97)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,97 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,97)^3}{3} + 15 \cdot 2,36(18 - 12,97)^2$$

$$I_g = 36807,61 \text{ cm}^4$$

C) Charges prises en comptes :

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

2-charge après mise de revêtement : $G = 6,78 \times 0,65 = 4,41 \text{ KN/m}^2$.

3-charge total à l'E.L.S : $P = (G + Q)$; $P = (6,78 + 1) \times 0,65 = 5,06 \text{ KN/m}^2$.

D) Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \times j \times L^2 / 8 = \left[0,85 \times 1,82 \times (4,3)^2 \right] / 8 = 3,58 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = \left[0,85 \times 4,41 \times (4,3)^2 \right] / 8 = 8,66 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = \left[0,85 \times 5,06 \times (4,3)^2 \right] / 8 = 9,94 \text{ KN.m}$$

E) calcul des contraintes:

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_J}{A_S \cdot Z} = \frac{M_J}{A_S \cdot d(1-0,4\alpha_t)} = \frac{M_J}{A_S \cdot d(1-0,4[1,25(1-\sqrt{1-2\mu_u})])} = \frac{3,58 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 85,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_S \cdot Z} = \frac{8,66 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 205,92 \text{ MPa} ; \sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_S \cdot Z} = \frac{9,94 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 236,36 \text{ MPa}$$

F) Calcul des coefficients :

$$f; \lambda_i; \lambda_v \Rightarrow f = \frac{A_S}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f \cdot t_{28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0,011} = 3,74$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,496$$

G) Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f \cdot t_{28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f \cdot t_{28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 56,35) + 2,1} \right] = 0,2 ; \mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 136,49) + 2,1} \right] = 0,55$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 156,70) + 2,1} \right] = 0,59$$

H) Calcul des moments d'inertie après fissuration

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

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

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

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

$$I_{FJ} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,74 \cdot 0,2)} = 28659,56 \text{ cm}^4 ; I_{FG} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,74 \cdot 0,55)} = 16387,61 \text{ cm}^4 .$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 3,74 \cdot 0,59)} = 15623,06 \text{ cm}^4 ; I_{FV} = \frac{1,1 \cdot 45542,65}{(1 + 0,2 \cdot 1,496)} = 38559,82 \text{ cm}^4 .$$

I) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

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

$$F_{ij} = \frac{3,58 \times (4,3)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 28659,56} = 0,071 \text{ cm} ; F_{ig} = \frac{8,66 \times (4,3)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 16387,61} = 0,30 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{9,94 \times (4,3)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 15623,06} = 0,36 \text{ cm} ; F_{vg} = \frac{8,66 \times (4,3)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 38559,82} = 0,12 \text{ cm.}$$

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

$$F_{\text{total}} = 0,071 - 0,30 + 0,36 - 0,12 = 0,011 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,011 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = L/500 = 430/500 = 0,86 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = 0,86 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,011 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.5.2. 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 (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33cm (3.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 :

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

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

$$Fe = 225 \text{ Mpa}$$

$$50\text{cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 225 = 1,15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

* $A_{\perp} \geq 1,41/2=0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on prend $A_{\perp}=3 \phi 6=0,85 \text{ cm}^2/\text{m}$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 6$ avec un espacement de 15 cm.

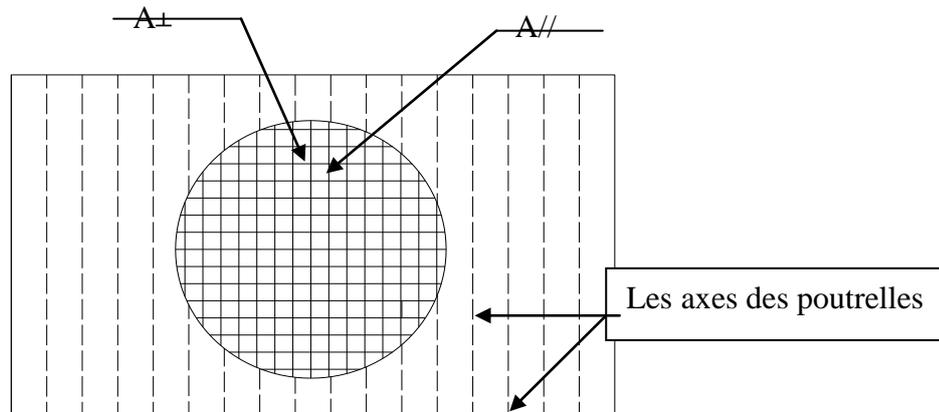
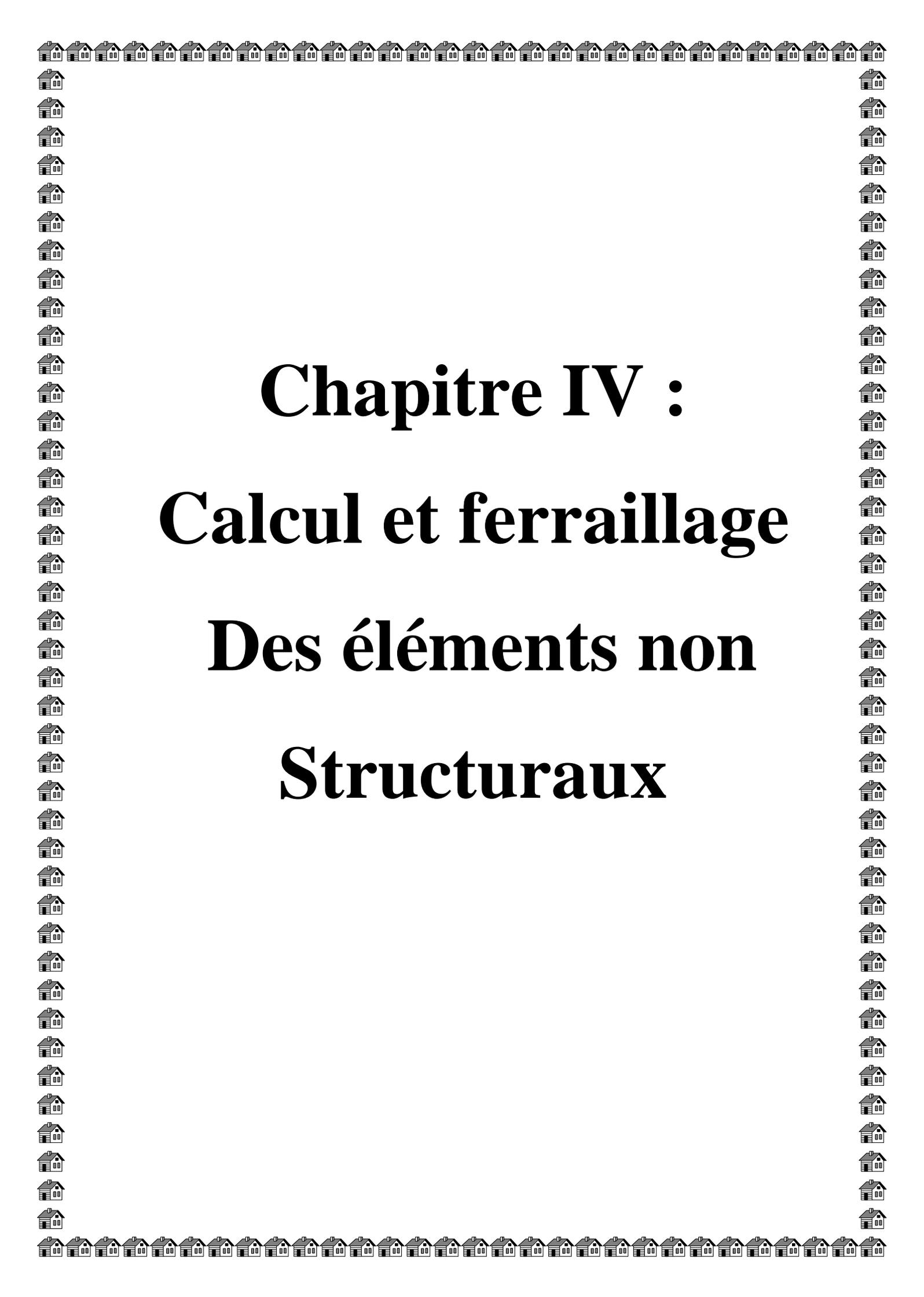


Figure III. 11 : schéma de Ferrailage de la dalle de compression.

A decorative border consisting of a continuous line of small, stylized house icons surrounds the central text. The houses are arranged in a grid-like pattern, with a single row at the top and bottom, and vertical columns on the left and right sides.

Chapitre IV :

Calcul et ferrailage

Des éléments non

Structuraux

IV.1.Introduction

D'une manière générale on appelle éléments non structuraux tous éléments qui n'apportent pas à la résistance de l'ouvrage, soit qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ces derniers peuvent modifier considérablement le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle, leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (destruction des escaliers chute de balcons, chute de parement de façade, ...etc.) et donner lieu à des désordres importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques, l'ensemble de ses éléments est énuméré comme suit : Escalier ; acrotère ; poutrelle ; balcons, mur,...etc.

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **BAEL91** et les règles parasismiques Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

IV.2.Acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment « en bordure de toitures terrasses afin de protéger l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales » il assure la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute qu'elle soit. Il est réalisé en béton armé soumis à son poids propre(G) qui donne un effort normal N_G vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale non pondérée due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$). Le séisme qui crée un moment de renversement et l'acrotère est considéré comme étant une console encastree au plancher terrasse.

L'acrotère a un point faible à l'interface ou se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cette raison le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable) ; Dans ce cas le calcul s'effectue à L'ELU et L'ELS.

L'acrotère correspondre à notre structure à une dimension de 60 cm d'auteur et 10 cm d'épaisseur.

➤ Géométrie

La surface $S = 0,0685\text{m}^2$

L'enrobage $C=2\text{cm}$

L'épaisseur $h_0=10\text{cm}$

La hauteur $h =60\text{cm}$

L'enrobage $C=C' =2\text{cm}$

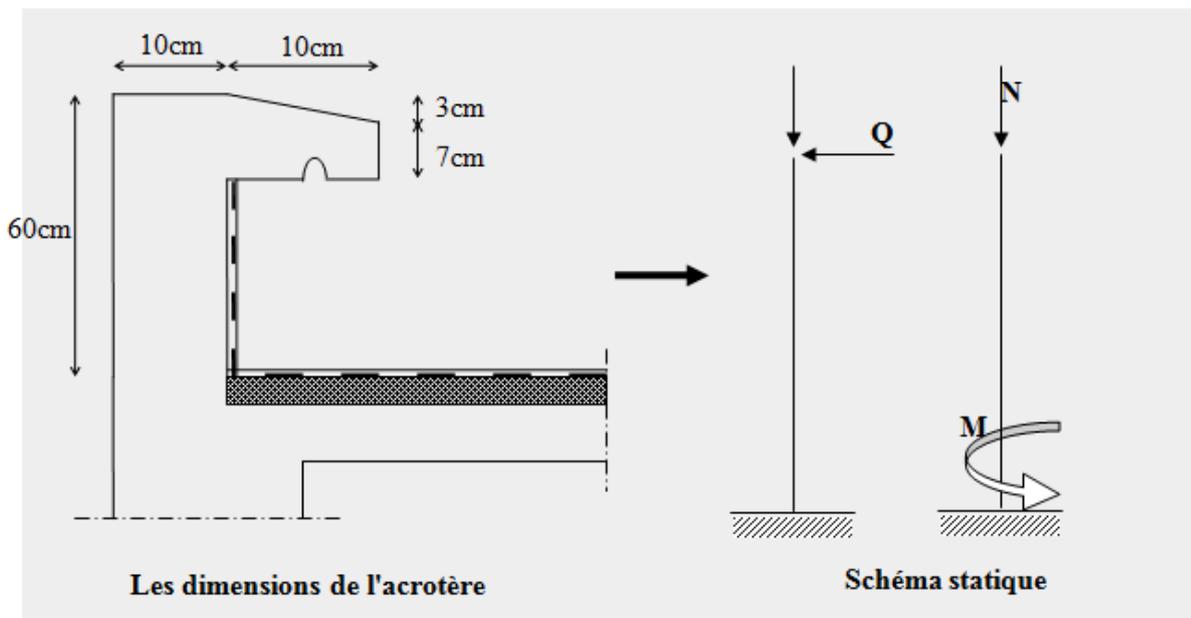


Figure IV. 1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

IV.2.1. Matériau

Béton résistance $f_{c28} = 25$ MPa

Acier de limite élastique $f_e = 400$ MPa

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

Les coefficients A , C_p , et W_p sont obtenus par le RPA99v2003 tableau (6-1)

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$

{	Groupe 1B	→	$A = 0,20$
	Zone IIa		

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71$ KN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,20 \times 1,71 = 1,09$ KN

➤ ELU

La charge permanente ultime $N_u = 1,35W_p = 2,30$ KN

La surcharge d'exploitation ultime $Q_u = 1,5F_p = 1,63$ KN

Moment d'encastrement $M_u = Q_u \cdot h = 0,978$ KN.m

➤ ELS

La charge permanente ultime $N_s = W_p = 1,71$ KN

La surcharge d'exploitation ultime $Q_s = F_p = 1,09 \text{KN}$

Moment d'encastrement $M_s = Q_s \cdot h = 0,654 \text{KN.m}$

IV.2.1.1. Calcul de l'excentricité

➤ L'excentricité de 1^{er} ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,42 \text{m}$$

➤ L'excentricité additionnelle

$$e_a = \text{Max} (2 \text{cm} ; L/250) = 2 \text{cm}$$

➤ L'excentricité de 2^{ème} ordre

➤

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$l_f = 2L = 1,2 \text{m} ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_u}\right) = 3,33 ; \emptyset = 0 \implies e_2 = 0,00144 \text{m}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,44 \text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,441 \text{m} \\ e_0 > \left(\frac{h_0}{2} - C'\right) \implies \text{la section partiellement comprimée} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0,03 \text{m} \end{array} \right.$$

IV.2.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendu

-ELU

$$e_{ua} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,481 \text{m}$$

$$M_{ua} = N_{ua} \cdot e_{ua} = 1,106 \text{KN.m}$$

-ELS

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,382 \text{m}$$

$$e_{sa} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0,422 \text{m}$$

$$M_{sa} = N_{sa} \cdot e_{sa} = 0,721 \text{KN.m}$$

IV.2.3.Calcul ferrailage

Tableau IV.1 :Calcul de ferrailage

Calcul des moments réduits		
Etat limite de compression du béton	Si : ➤ Alors $\mu < \mu_i$ « Pas d'aciers comprimés » ➤ Alors $\mu > \mu_i$ « Acier comprimés nécessaires »	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0,009$ Pas d'aciers comprimés
Calcul des paramètres caractéristique de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,011$
Ordonné de la fibre neutre	$\alpha \times d$	$Y = 0,0009m$
Bras de levier du couple interne	$d(1 - 0,4\alpha)$	$Z_b = 0,089m$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$\frac{M_{ua}}{f_{su} Z_b}$	$A_u = 0,354cm^2$
Condition de non fragilité	$0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1,086cm^2$
Choix des sections commerciales (les armatures tendus)		
	4φ8	
Les armatures de répartition	A/4	0,50cm ²
	4φ8	

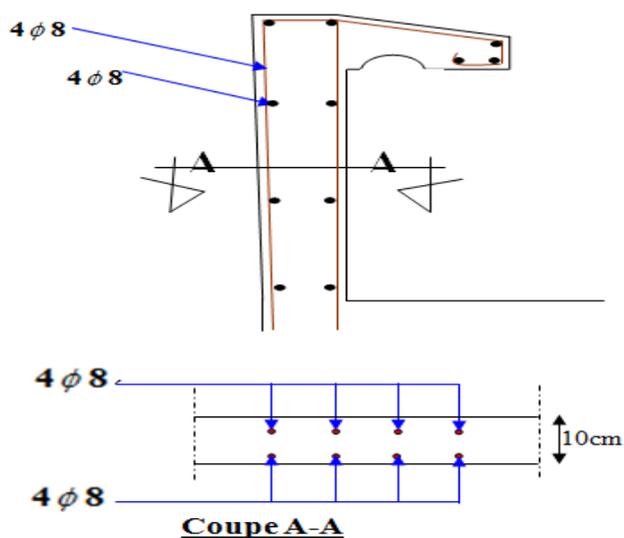


Figure IV. 2: Schéma du ferrailage d'acrotère

IV.2.3.1. Vérification à L'ELS

➤ Vérification des efforts tranchants

Tableau IV.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$	$\tau_u = 0,025 \text{ MPa}$
Contrainte tangente limite	$\text{Min} (0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$	2,5 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \text{Min} (0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$	$0,025 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa}$ condition vérifié

IV.3. Balcon

IV.3.1. Introduction

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.

L'épaisseur de la dalle pleine résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15\text{cm}$.

Dans notre étude on a un seul type de balcon

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

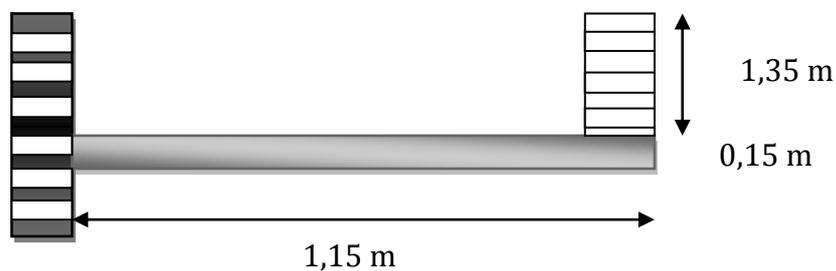


Figure IV. 3 : Schéma représente type de balcon

IV.3.2.Exemple de calcul

IV.3.2.1.Descente de charge

Tableau IV. 3 : La descente des charges d'une dalle pleine

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN / m ²)	Poids(KN / m ²)
1	Carrelage	0,02	-	0,20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	-	0,20	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,18	-	0,36
4	Dalle pleine	0,15	-	0,25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	-	0,18	0,36
					G =5,27

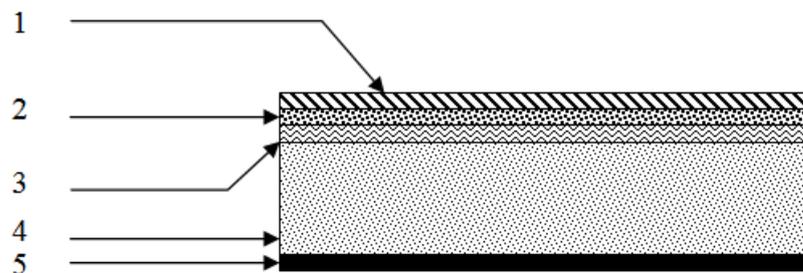


Figure IV. 4 : Schéma représente détaille d'une dalle pleine.

Poids propre $G= 5,27 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge $Q =3,5 \text{ KN/m}^2$.

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q_{u/ml} = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}$

IV.3.2.2.Calcul

1- Poids propre du mur :

$P = \delta \times b \times h \times 1m = 13 \times 0,1 \times 1,15 \times 1m = 1,43 \text{ KN}$.

$P_u = 1,35P = 1,93 \text{ KN}$.

$P_s = 1,43 \text{ KN}$.

IV.3.2.3.Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -7,41 \text{KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 13,67 \text{KN}$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

IV.3.2.4.Ferrailage du balcon

Tableau IV. 4: Ferrailage du balcon

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
7,41	0,028	0,985	0	1,60	4T12 A _s =4,52 St =33cm	1,13cm ²	4ø8 A _r =2,01 st=33 cm

IV.3.3.Vérifications

IV.3.3.1.Condition de non fragilité

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

A = 4,52cm² > A_{min} = 1,63cm² Condition vérifiée.

IV.3.3.2.Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{13,67 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,10 \text{MPa}$$

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

1) $\tau_u = 0,10 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

2) Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

IV.3.3.3.Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,67 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 0,89 \text{MPa}$$

n = 4 : nombre d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

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

$\tau_{se} = 0,89 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ **La vérification des contraintes à l'E.L.S**

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 8,77 \text{KN.ml}, P_{\text{ser}} = 1,43 \text{KN} \text{ et } M_{\text{ser}} = -5,32 \text{KN.m}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre

$$by^2/2 - 15.A_s.(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée).}$$

b) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta.A_s.(d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{5,32 \times 10^3}{8199,02} \times 3,65 = 2,36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Détermination des contraintes dans l'acier tendue

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) \text{ MPa} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{5,32 \times 10^3}{8199,02} (13,5 - 3,65) = 95,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 95,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec:}$$

$$F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

a) Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 13,5}{100 \times 15 + 4,52 \times 15} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm}$$

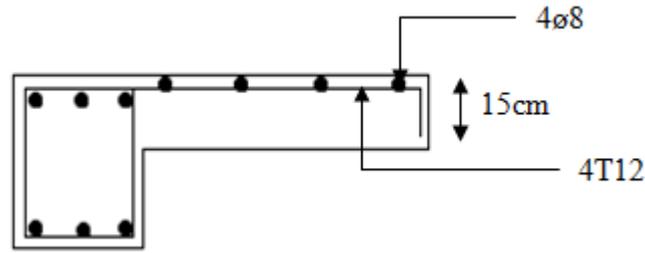


Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage du balcon.

b) Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta \times A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,76)^3}{3} + \frac{100 \times (7,24)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 7,76)^2 = 30460,24 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(0,95)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,24} \left[\frac{8,77 \times 0,95}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,013 \text{ cm}$$

$$F = 0,013 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 95/250 = 0,38 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,013 \text{ cm} < F_{adm} = 0,38 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4. Escaliers

IV.4.1. Définition

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière des marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

IV.4.2. Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre des marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

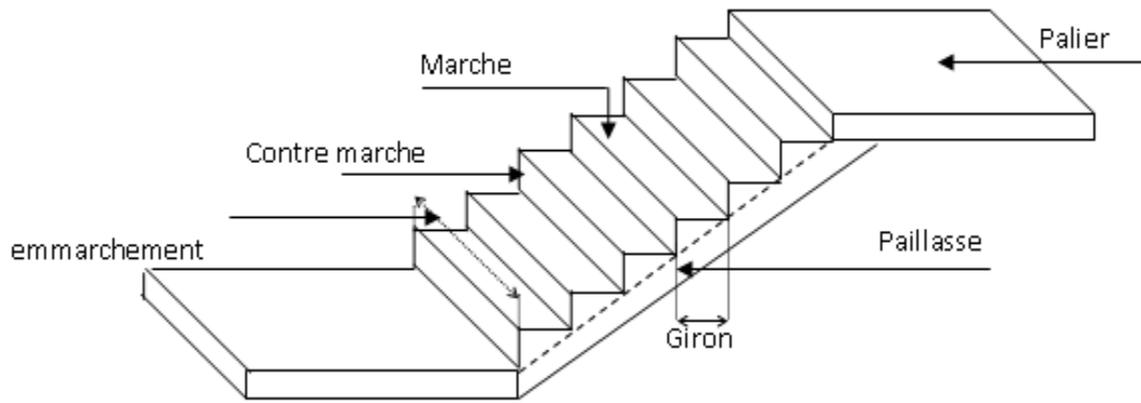


Figure IV. 6 : Schéma d'un escalier.

On a un seul type d'escalier :

- Escalier droit à deux volées utilisé

IV.4.3. Dimensions des escaliers:

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de

BLONDEL:

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

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

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

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H = n \times h = \frac{h_e}{2})$$

n : Nombre de contre marches

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

IV.4.4. Étude l'escalier

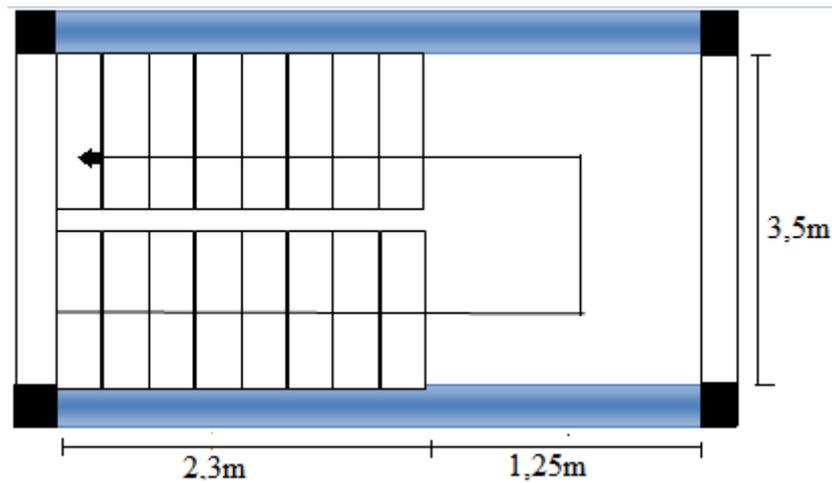


Figure IV. 7 : Vu en plan de l'escalier

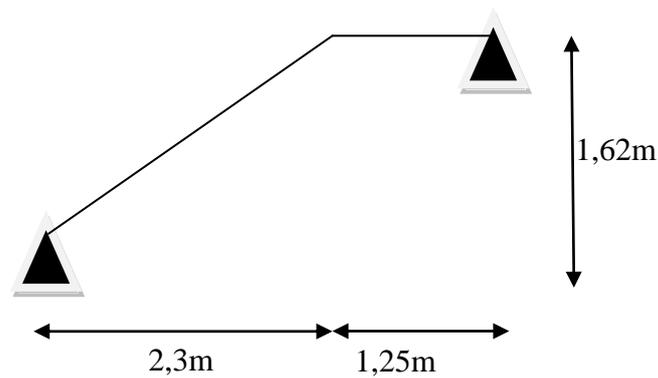


Figure IV. 8 : Schéma statique de l'escalier

a) Dimensionnement

a.1) Marches et contre marches

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après **BLONDEL** on a :

$$m = \left(\frac{L}{n - 1} \right) + 2 \times \frac{H}{n}$$

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

Avec : $m = 64\text{cm}$, $H = 161\text{cm}$ et $L = 230\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 616n + 322 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{162}{9} = 18\text{cm} \rightarrow h = 18\text{cm. et } g = \frac{L}{n-1} = 29\text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de BLONDEL :

$59\text{ cm} \leq (2 \times 18) + 29 \leq 66\text{ cm} \Rightarrow 59\text{ cm} \leq 65\text{cm} \leq 66\text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 29\text{ cm}$ et $h = 18\text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{18}{29} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{230}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{230}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79$$

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

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79\text{cm}$$

$$e_p = 14\text{ cm.}$$

b) Descente de charges

b.1) Paillasse

Tableau IV. 5: Charges et surcharges du paillasse

N	Désignation	e(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times h/g$	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse : $e_v \times 25 / \cos(\alpha)$	0,12	25,00	3,45
7	Poids propre des marches : $\gamma_b \cdot h/2$	-	22,00	1,87
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $2 \times 0,1 / \cos(\alpha)$	0,2	-	0,23
				G=7,27

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 7,27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,56 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 9,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

b.2) Palier

Tableau IV. 6: Charges et surcharges du palier

N	Désignation	e(m)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,14	25,00	3,50
2	carrelage	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
				G=4,86

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge permanente : } G = 4,86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \text{Surcharge : } Q = 2,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 7,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{array} \right.$$

c) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{paillasse}} - q_{\text{palier}}}{q_{\text{palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,31 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

c.1) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = (13,56 \times 2,30) + (10,31 \times 1,25) = 44,11 \text{ KN}$$

$$\sum M/a = 0 \Rightarrow R_b \times 3,6 = 13,56 \times 2,40 \times \left(\frac{2,3}{2} + 1,25\right) + 10,31 \times 1,25 \times \left(\frac{1,25}{2}\right)$$

$$R_b = \frac{(13,56 \times 2,30 \times 2,30) + (10,31 \times 1,25 \times 0,60)}{3,60} = 23,15 \text{ KN}$$

$$R_a = 20,96 \text{ KN}$$

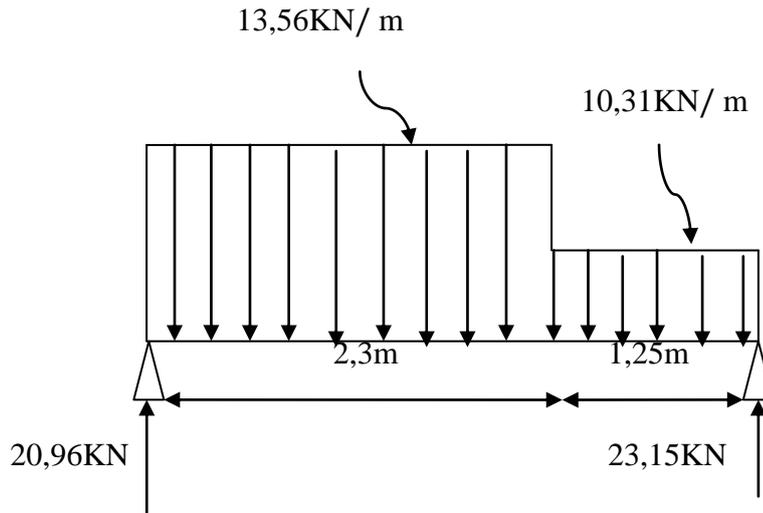


Figure IV. 13 : Schéma statique des charges de l'escalier

c.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 21,15 \times x - 10,31 \times (1,25) \left(x - \frac{1,25}{2}\right) - 13,56(x - 1,25) \left(\frac{x - 1,25}{2}\right)$$

➤ Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d \left[21,15 \times x - 10,31 \times (1,25) \left(x - \frac{1,25}{2}\right) - 13,56(x - 1,25) \left(\frac{x - 1,25}{2}\right) \right]}{dx}$$

$$T(x) = 21,15 - 10,31 \times (1,25) - 13,56(x - 1,25)$$

$$\text{Pour } T(x)=0 \rightarrow x = 1,84 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{\max} = M(1,84)$$

$$M(1,84) = 21,15 \times 1,84 - 10,31 \times (1,25) \left(1,84 - \frac{1,25}{2}\right) - 13,56(1,84 - 1,25) \left(\frac{1,84 - 1,25}{2}\right)$$

$$M_{\max} = 20,80 \text{ KN.m}$$

c.3) Effort tranchant

Tableau IV.7: Calcul effort tranchant de l'escalier

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 1,2\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 20,96 \text{ KN}$ $T(1,2) = 8,77 \text{ KN}$
$1,2\text{m} \leq x \leq 3,6 \text{ m}$		$T(x) = R_A - 1,2q_1 - q_2 \cdot (x - 1,2)$ $T(1,2) = 8,77 \text{ KN}$ $T(3,6) = -23,15 \text{ KN}$

c.4) Diagrammes M et T

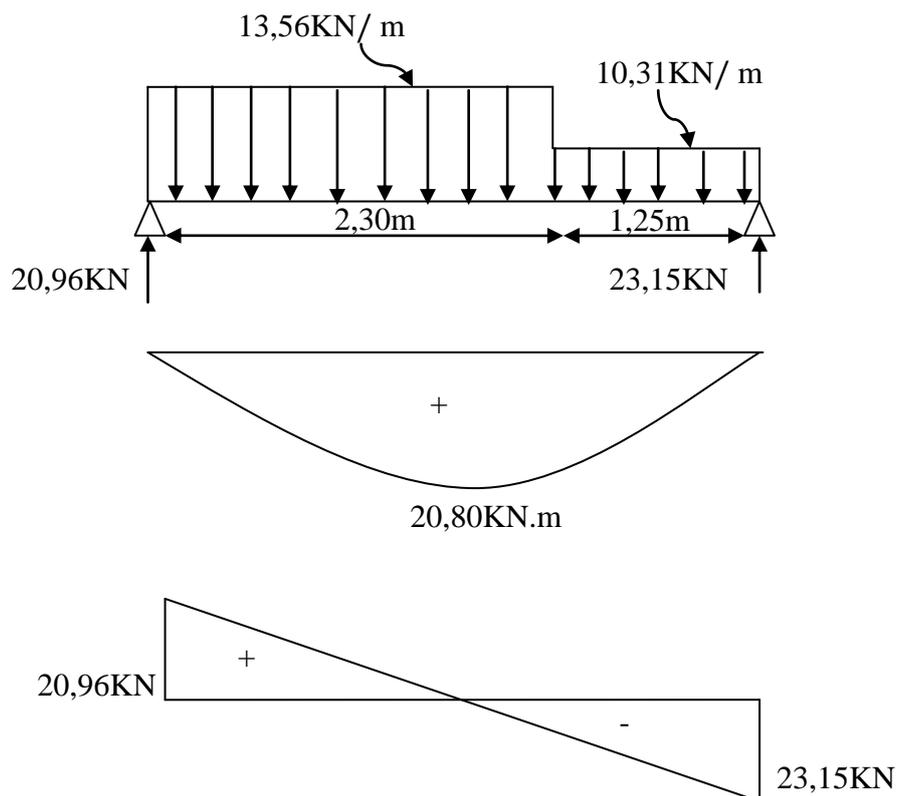


Figure IV.14: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier

c) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a: $M_{\max} = 20,79 \text{ kN.m}$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 17,67 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 8,31 \text{ kN.m}$$

e) Ferrailage de l'escalier

e.1) En travée

Le moment ultime :

$$M_t = 17,67 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,67 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14,17} = 0,106 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,943$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,67 \times 10^3}{0,943 \times 10,8 \times 348} = 4,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T14 avec : $A_{\text{adm}} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{\text{adm}} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

e.2) Sur appuis

$$M_a = 8,31 \text{ KN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8,31 \times 10^3}{100 \times 12,6^2 \times 14,17} = 0,036 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \text{ et On a : } \beta = 0,981$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,31 \times 10^3}{0,981 \times 12,6 \times 348} = 1,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{\text{adm}} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$

f) Vérifications

f.1) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 1,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{\min} = 1,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{23,75 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(23,75 + \frac{8,31 \times 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,78 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{t \max} = 14,96 \text{ KN.m} ; \text{ déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 12,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 5,98 \text{ KN.m}$$

g.1) En travée

$$A_s = 3,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 52,8y - 570,24 = 0 \rightarrow y = 2,89 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

➤ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,89^3}{3} + (15 \times 3,52)(10,8 - 2,89)^2 = 4108,18 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{12,71 \times 10^3}{4108,18} \times 2,89 = 8,94 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 8,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g.2) Sur appuis

$$A_s = 1,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 20,7y - 260,82 = 0 \rightarrow y = 2,08 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

➤ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,08^3}{3} + (15 \times 1,38)(12,6 - 2,08)^2 = 2590,84 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{5,98 \times 10^3}{2590,84} \times 2,08 = 4,80 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 4,80\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

h)Vérification de la flèche

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{360} = 0,047 > 0,033$Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,003 < 0,005$ Condition vérifiée.

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

i)Schéma de ferrailage

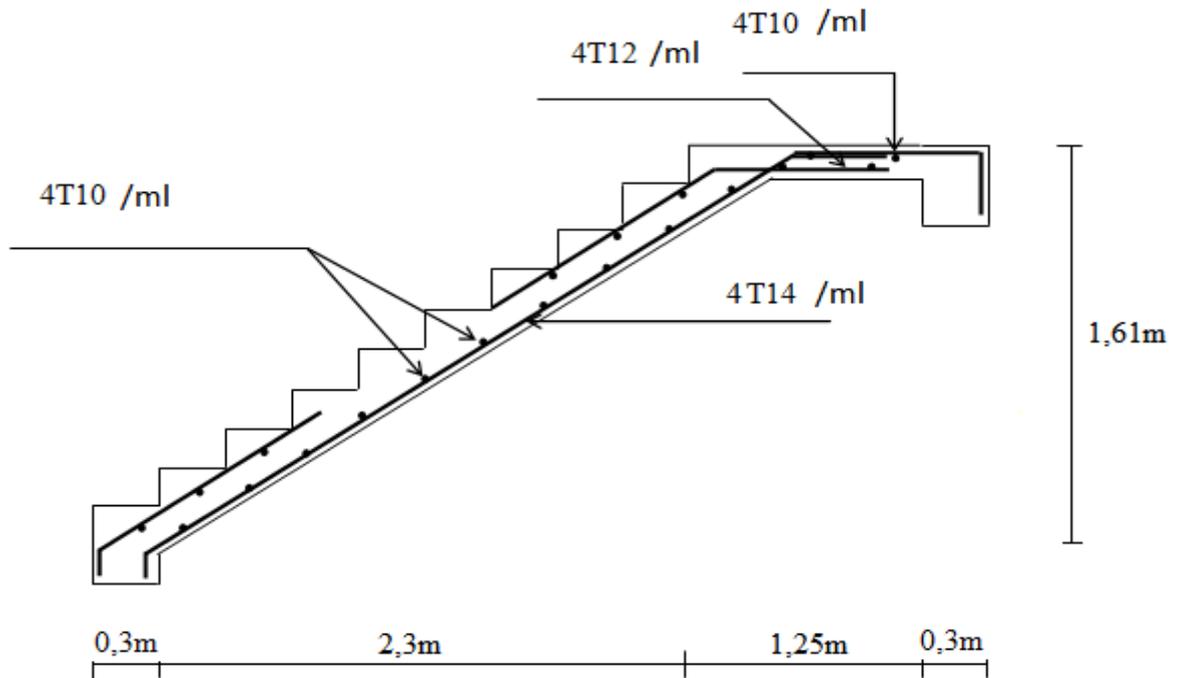


Figure IV. 15: Schéma de ferrailage de l'escalier

IV.4.5.Étude de la poutre palière pour l'escalier:

a)Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18\text{cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,10 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$

On prend : $b = 30\text{cm}$

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1,16 \leq 4$ Condition vérifiée.

b) Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

La charges d'exploitation : $Q=2,50 \text{ KN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm)

$$G_m = 4,08 \times 2,00 = 8,16 \text{ kN/m}$$

➤ Réaction du palier :

$$R_b(\text{Elu}) = 27,13 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 8,16)) + (1,5 \times 2,5) + 27,13 = 44,93 \text{ kN/m}$$

$$R_b(\text{E.l.S}) = 19,47 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = 2,25 + 8,16 + 2,5 + 19,47 = 32,38 \text{ kN/m}$$

c) Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{44,93 \times 2,7^2}{8} = 40,94 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 34,80 \text{ kN.m}, M_a = 0,40M_0 = 16,37 \text{ kN.m}$$

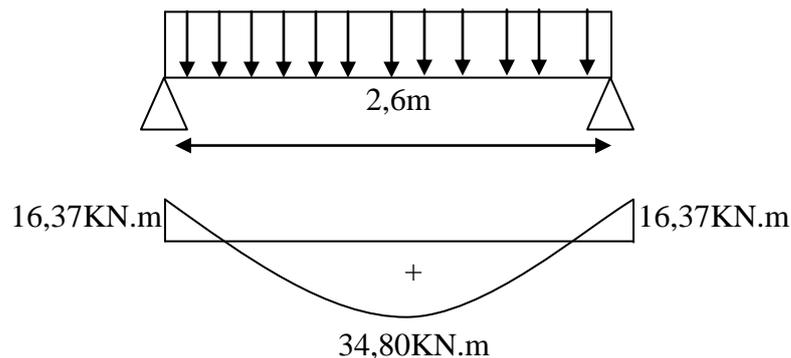


Figure IV. 16. Diagramme du moment pour la poutre palière.

d) Calcul du ferrailage à l'E.L.U

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

d.1) En travée :

Le moment ultime: $M_t = 34,80 \text{ kN.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{34,80 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,112 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,940$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,80 \times 10^3}{0,940 \times 27 \times 348} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14+3T12 avec : $A_{adm} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

d.2) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 16,37 \text{ kN, m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,37 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,052 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,973$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,37 \times 10^3}{0,973 \times 27 \times 348} = 1,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14 avec : $A_{adm} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

e) Vérifications de la poutre palière

Tableau IV.8: Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 8,01 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2$	$A = 4,62 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 9,22 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 5,90 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

e.1) Ferrailage des armatures transversales

a) Détermination du diamètre des armatures transversal

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espace

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} \rightarrow S_t \leq 27 \text{ cm}$$

D'après le R, P, A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_1\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$; On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

c) La longueur de scellement droit l_s

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4 \tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 6,64 \text{ cm}$$

e.2) Calcul de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{270} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,129 \geq 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{a \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{35}{270} \geq \frac{25,08}{10 \times 11,80} \Rightarrow 0,212 \geq 0,047 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,78}{30 \times 27} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0034 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

f) Calcul de la poutre palière à la torsion :

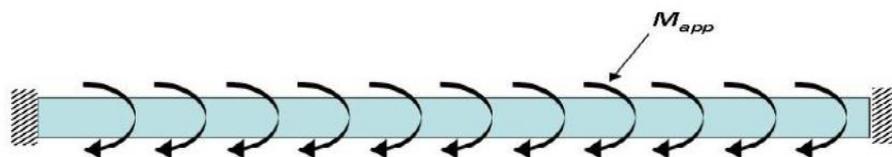


Figure IV.17. : La poutre palière à la torsion.

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

➤ **Volée**

$$M_{\text{tors}} = M_a (\text{escalier}) = 8.31 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

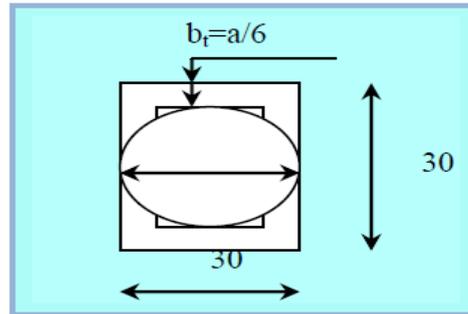
a) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines : à ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dans l'épaisseur de la paroi sera égale au 1/6 du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

M_t : moment de torsion ($M_t = 8.31 \text{ kN.m}$)



$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5 \text{ cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h-e) \times (b-e) = 625 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.31 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,32 \text{ MPa}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur

suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{\text{ul}} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

b) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant :

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{23,75 \times 10}{30 \times 27} = 0,29 \text{ MPa.}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{\text{u limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,29)^2 + (1,32)^2 = 1,82 \text{ MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 1,82\text{MPa} < 11,08\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

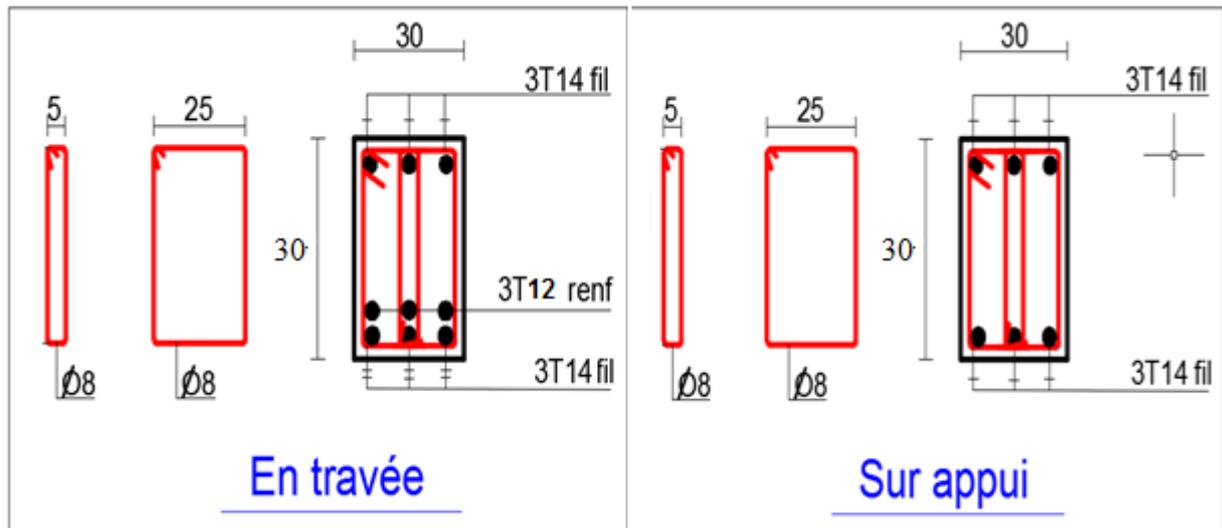


Figure IV.18 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

IV.5. Ascenseur

IV.5.1. Définition

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge, Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, sont appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,4 \times 1,5 = 2,1\text{m}^2$ pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse $V = 1\text{m/s}$, La charge total que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg (DTU75,1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine, la machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

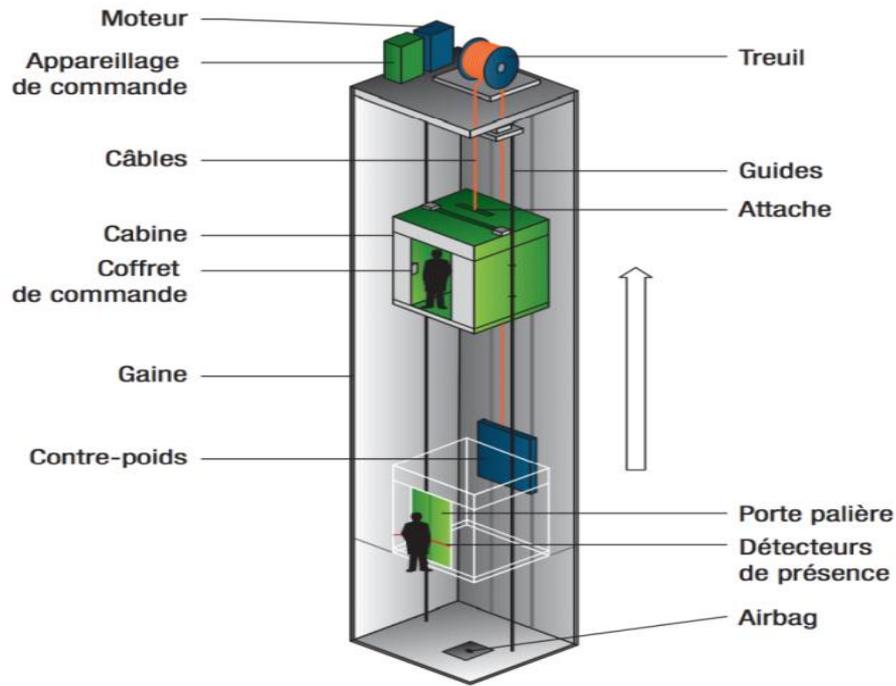


Figure IV.22:Schéma d'un ascenseur.

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment, Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant, elle est installée dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

IV.5.2.Calcul du poids des composants de l'ascenseur

L'ascenseur mécanique est constituer de :

- Treuil de levage et sa poulie.
- Cabine ou bien une benne.
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

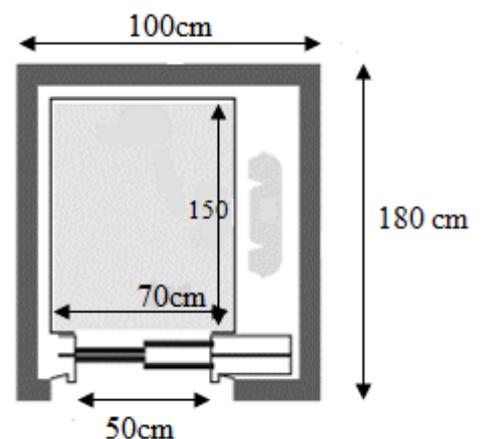
P_p : Le poids de contreponds tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

IV.5.2.1.Les dimensions :

Largeur de la cabine : 0,70 m

Langueur de la cabine : 1,50 m

Hauteur : 2,20 m



La largeur de passage libre : 0,5m

La hauteur de passage libre : 1m

La hauteur de la course : 55,95m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,5) + 0,7) \times 2,2 = 8,14 \text{ m}^2$,

IV.5.2.2.Épaisseur de la dalle

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{100}{30} = 3,33 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm,

Objet	La surface	Poids
la cabine	$(2 \times 1,5 + 0,7) \times 2,2 = 8,14 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 8,14 \times 0,7 = 65,52 \text{ kg}$
plancher	$1 \times 1,80 = 3,06 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 3,06 = 336,6 \text{ kg}$
toit	-	$M_3 = 20 \times 3,06 = 61,2 \text{ kg}$
arcade	-	$M_4 = 60 + (80 \times 0,7) = 116 \text{ kg}$
parachute	-	$M_5 = 40 \text{ kg}$
accessoires	-	$M_6 = 80 \text{ kg}$
poulies de moulage	-	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
la porte de cabine	$2,2 \times 0,50 = 1,1 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,98 \times 25) = 129,5 \text{ kg}$

➤ Poids mort total :

$$P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 888,74 \text{ kg}$$

➤ Contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 888,74 + \frac{675}{2} = 1226,24 \text{ kg}$$

IV.5.3.Calcul la charge total q_u

➤ Calcul de la charge de rupture

Selon (DTU75, 1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On a $C_r = C_s \times M$: Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$.

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 888,74) = 18764,88 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{18764,88}{0,85} = 22076,32 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$ Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...).

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22$ m et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152$ kg

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{18764,88}{8152 \times 2} = 1,20$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

➤ Calcul des poids des câbles

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câblem = 0,515 kg / m, ;

n : Nombre des câbles $n = 2$, ;

L : Longueur du câble, $L = 55,95$ m

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 55,95 = 57,62 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1035,06 + 57,62 = 1767,68 \text{ kg}$$

➤ Vérification de C_r

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1767,68} = 15,67 > 12 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.3.1. Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200$ kg

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1035,06 + 1372,56 + 1200 + 57,62 = 3665,24 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5960,57 \text{ kg}$$

IV.5.4.Vérification de la dalle au poinçonnement

La dalle de l'ascenseur risque de se pioncer sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 5960,57 \text{ kg}$,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5960,57}{4} = 1490,14 \text{ kg/m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 ,on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$,

$$\mu_c = 2(U + V)$$

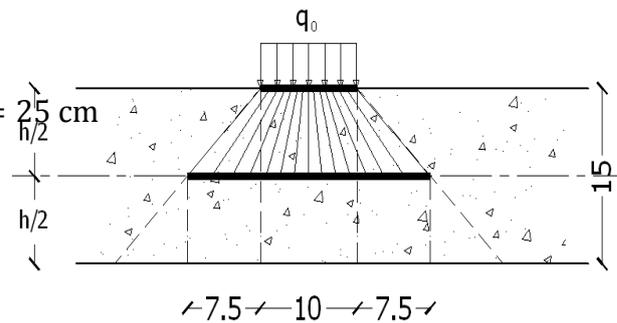
$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1490,14 \text{ kg}$$



Il n y a pas de risque de poinçonnement

IV.5.5.Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

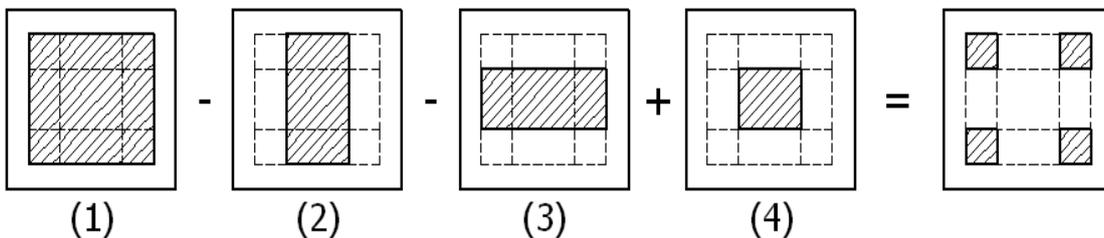


Figure IV.24:Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

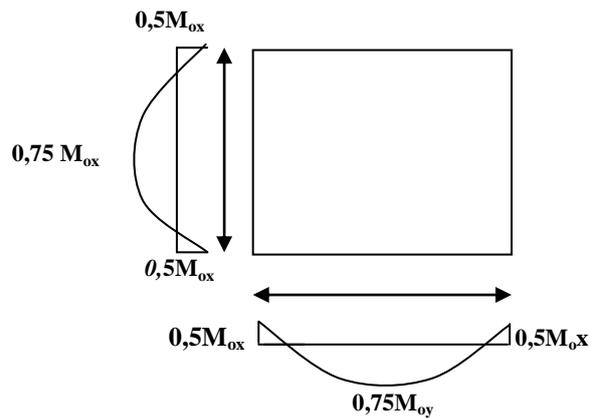


Figure IV.26: Moments de la dalle.

a) Distances des rectangles :

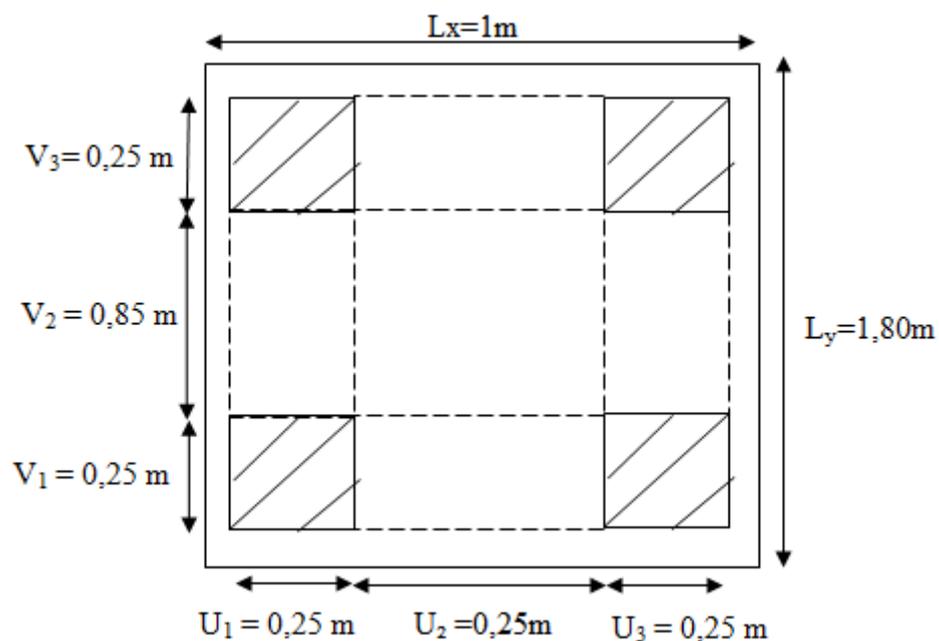


Figure IV.23: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur.

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 0,75\text{ m} \\ V = 1,35\text{ m} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 0,25\text{ m} \\ V = 1,35\text{ m} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 0,75\text{ m} \\ V = 0,85\text{ m} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 0,25\text{ m} \\ V = 0,85\text{ m} \end{cases}$$

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson,

à l'E.L.U ($\nu = 0$): $M_x = M_1 \times P$ et $M_y = M_2 \times P$ et $P = P' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \times v} = \frac{1490,14}{0,25^2} = 23842,24 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1$ m et $L_y = 1,80$ m

Tableau IV.9: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0,75	0,75	0,069	0,052	1,01	23842,24	40774,23	2813,42	2120,26
2	0,25	0,75	0,098	0,065	0,33	23842,24	24795,92	2430,00	1611,73
3	0,75	0,47	0,078	0,068	0,63	23842,24	25511,19	1989,87	1734,76
4	0,25	0,47	0,109	0,089	0,21	23842,24	15497,45	1689,22	1379,27

IV.5.6. Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 82,77 \text{ kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 152,04 \text{ kg. m}$$

IV.5.7. Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**a) Chargement**

$$L_x = 1 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2$$

b) Sollicitations

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{1,80} = 0,55$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,55 \rightarrow \mu_x = 0,0419 \text{ et } \mu_y = 0,8661$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 79,46 \text{ kg. m et } M_{y2} = 68,82 \text{ kg. m}$$

c) Les moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 82,77 + 79,46 = 162,23 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 152,04 + 68,82 = 220,86 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

IV.5.8. Les moments retenus sont**a) En travée**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 121,67 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 164,64 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

b) Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 81,11 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

IV.5.9. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_c = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

2) En travée**a) Sens L_x** **Le-moment-ultime :**

$$M_{tx} = 121,67 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1216,7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1216,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0047 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,997$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1216,7}{0,997 \times 13,5 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sens L_y **Le-moment-ultime :**

$$M_{ty} = 164,64 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1646,4 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1646,4}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0063 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,996$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1646,4}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3) Sur appuis**Le-moment-ultime :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 81,11 \text{ kg / m} = 811,1 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{811,1}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0031 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,998$$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{811,1}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

4) Section minimale des armaturesPuisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,94$, on peut appliquer la formule suivante :**a) Sens L_y**

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

b) Sens L_x

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,94}{2} \right) = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,17 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

4) Choix des aciers

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

c) En travée**c.1) Sens L_x**

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

c.2) Sens L_y

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

d) Sur appuis (chapeaux)

$$\begin{cases} A_a = 1,23 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Armatures transversal

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

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

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6562,5 \times \frac{1,70}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,94}{2}} = 3794,64 \text{ N} = 3,79 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{1,70}{3} = 3718,75 \text{ N} = 3,71 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{14901,4}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 19868,53 \text{ N} = 19,86 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{14901,4}{3 \times 0,25} = 19868,53 \text{ N} = 19,86 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{\text{tot}} = V_x + V_v = 3,79 + 19,86 = 23,65 \text{ kN} ; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{\text{tot}} = V_y + V_u = 3,71 + 19,86 = 23,57 \text{ kN} ; \text{ Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 23,65 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{tot}}}{b \times d} = \frac{23,65 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,175 \text{ MPa}$$

15 cm ≤ h₀ = 15 cm ≤ 30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa}$$

τ_u = 0,175 MPa < τ̄_u = 1,625 MPaCondition vérifiée.

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires,

5) Vérification à l'E.L.S

a)Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } \nu = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3665,24 + 675) \frac{1}{4} = 1085,06 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1085,06}{0,25^2} = 17360,96 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 17360,96 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : L_x = 1,70 m et L_y = 1,80 m.

Tableau IV. 10: Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,75	0,75	0,069	0,052	1,01	17360,96	29687,24	2048,41	1543,73
2	0,25	0,75	0,098	0,065	0,33	17360,96	18055,39	1769,42	1173,60
3	0,75	0,47	0,078	0,068	0,63	17360,96	18576,22	1448,94	1263,18
4	0,25	0,47	0,109	0,089	0,21	17360,96	11284,62	1230,02	1004,33

b)Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 60,07 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 111,28 \text{ kg. m}$$

c)Moments dus aux charges réparties (poids propre)

$$L_x = 1,70 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

➤ Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$

➤ Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

Charge ultime : $q_{\text{ser}} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$

6) Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,70}{1,80} = 0,94$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$\alpha = 0,94 \rightarrow \mu_x = 0,0491$ et $\mu_y = 0,9087$; Tirée de l'abaques

Donc : $M_{0xr} = 67,40 \text{ kg.m}$ et $M_{0yr} = 61,24 \text{ kg.m}$

7) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 60,07 + 67,40 = 127,47 \text{ kg / m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 111,28 + 61,24 = 172,52 \text{ kg / m}$$

➤ Les moments retenus

a) En travée

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 95,60 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 129,39 \text{ kg.m}$$

b) Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 63,73 \text{ kg.m}$$

8) Vérification des contraintes dans le béton

- Suivant L_x

a) En travée

$$M_{tx} = 956 \text{ N.m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

➤ Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{956}{6087,14} \times 3,12 = 0,49 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sur appuis :

$$M_a = 637,3 \text{ N, m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

➤ Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{637,3}{6087,14} \times 3,12 = 0,32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

-Suivant L_y **a) En travée**

$$M_{ty} = 1293,9 \text{ N / m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

➤ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1293,9}{6087,14} \times 3,12 = 0,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.10. Disposition du ferrailage**a) Arrêt des barres**

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

b) Cas des charges uniformes

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci,

c) Arrêt des barres sur appuis

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(32 \text{ cm} ; 41 \text{ cm}) = 41 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

e) Armatures finales**a) Suivant L_x**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 33 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 33 \text{ cm}$$

b) Suivant L_y

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 33 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4\text{T}10 \text{ p, m avec } S_t = 33 \text{ cm}$$

IV.5.11. Voile de la cage d'ascenseur

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$,

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV.5.12.Schéma de ferrailage

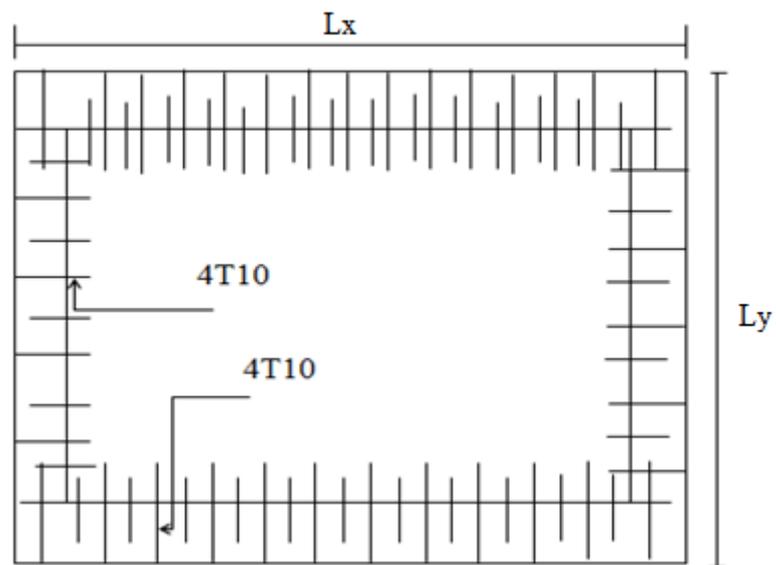


Figure IV.27 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

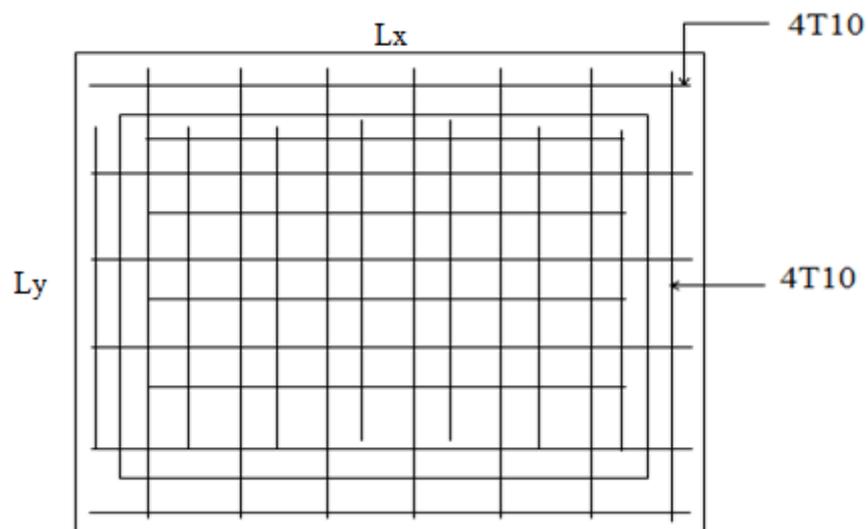
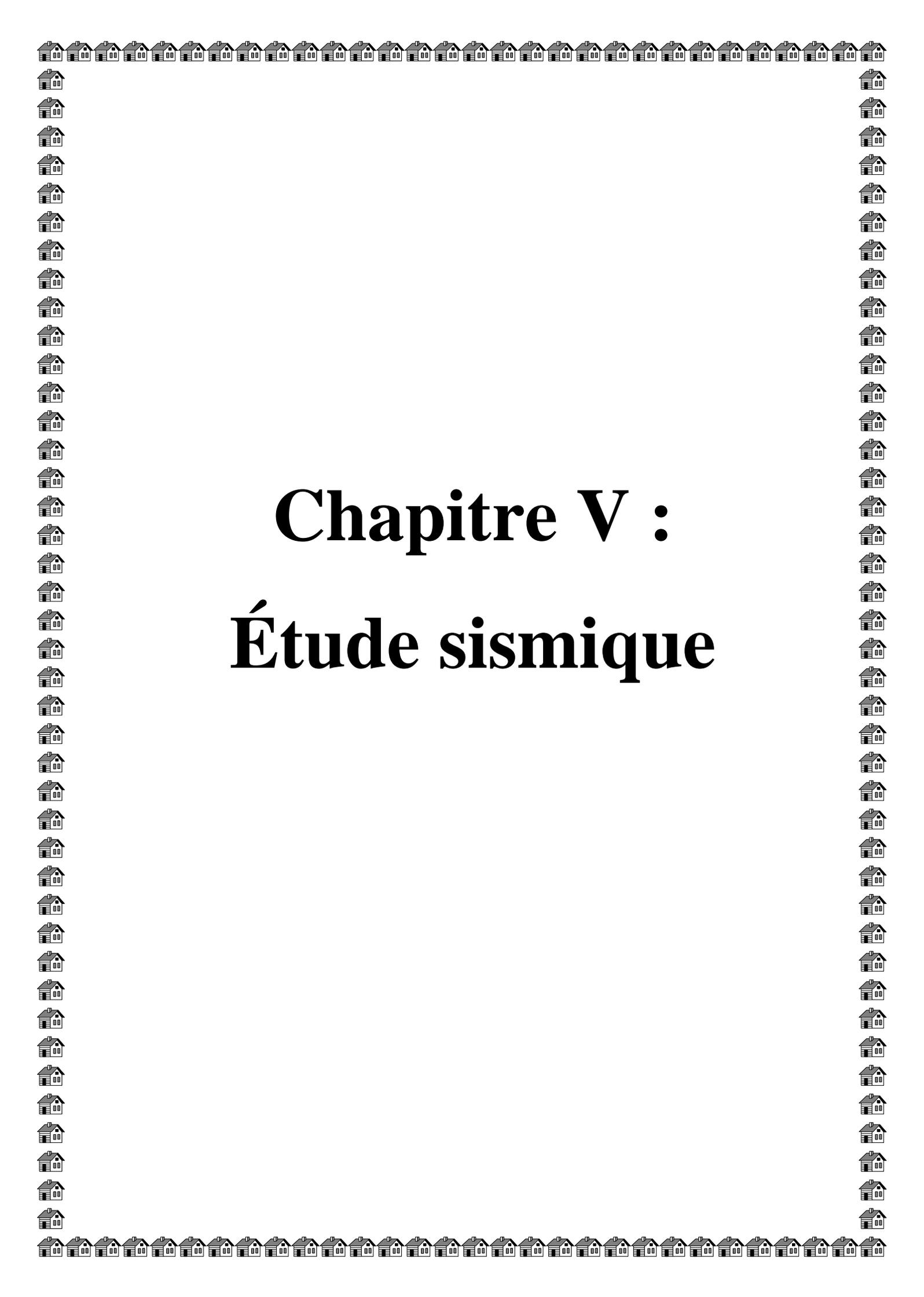


Figure IV.28 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

A decorative border of small, stylized house icons surrounds the central text. The houses are arranged in a grid-like pattern, with a single row at the top and bottom, and vertical columns on the left and right sides.

Chapitre V :

Étude sismique

V.1.Introduction

V.1.1.Définition d'un séisme

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

V.1.2.Causes du séisme

- 1- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- 2- Actions de l'eau souterraine.
- 3- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

V.1.3.Effets du séisme sur les structures

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

V.1.4.L'étude sismique

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes

engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

V.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3.Méthodes de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

V.3.1. Analyse statique équivalente

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2. Analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.3. Choix de la méthode

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiments ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2), D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4. Modélisation

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

V.4.1. Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul Représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel «**ETABS V9.7.2**» qui peut les calculer suivant différentes méthodes : (Réponse Spectrum Function, Time History Function, ...)

«Réponse Spectrum Function» a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maitre) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4.2.Présentation du logiciel ETABS V9.7.4

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABSV9.7.2offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.4.3.Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.2à suivre

- **Modélisation de la structure :**

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

- **Edite Grid data:**

Nous permet de définir les grilles à suivre prochainement.

- **Add New System:**

Pour ajouter une autre forme cartésienne ou cylindrique.

- **Define materials:**

Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :

- CONC (béton)

- STEEL (acier)

- OTHER (autre)

- **Define/frame section :**

Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre).

- **Define/staticload case :**

Pour définir les types des charges statiques (G, Q) et leurs coefficients de majoration.

- **Assign /joint /restreint :**

Pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnés (translations et rotations).

- **Assign /joint / diaphragme :**

Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.

- **Assign/frame line load /Distributed:**

Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.

- **Define /load combinaison :**

Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.

- **Define response spectrum function :**

Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

- **Define response spectrum Cases :**

Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

- **Définition du centre de masse:**

Lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est définir précédemment.

- **Analyse /set options :**

Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.

- **Analyse/ Run :**

C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

V.5.Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner donnent les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

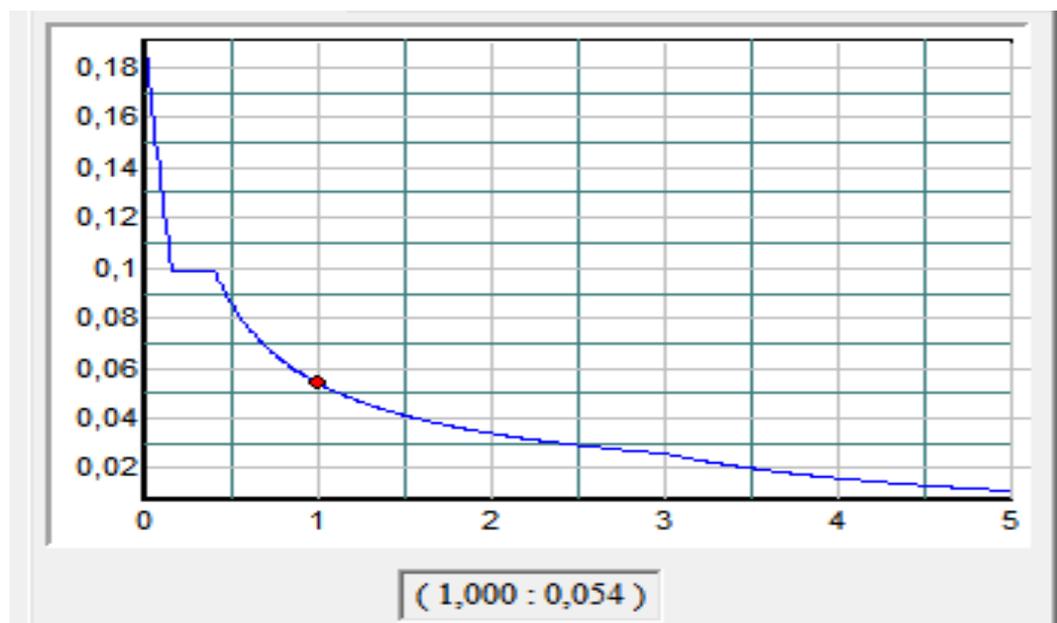


Figure V.1:Spectre de réponse.

Avec: $\frac{\delta_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

V.6.Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

➤ **Coefficient d'accélération de zone «A »**

$$\begin{cases} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne « D »**

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 :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

• **Pourcentage d'amortissement critique « ξ »**

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 10\% \begin{cases} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0,7$$

• **Le facteur de correction d'amortissement « η »**

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0,7$$

• **La valeur de la période fondamentale « T »**

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

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 à :

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

-Sol ferme \Rightarrow site 2 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,40$ sec.

On à : $T_2 \leq T \leq 3$ s $\rightarrow 0,4 \leq 0,62 \leq 3$

-T : La valeur de la période fondamentale T

$h_N = 28,92$ m

$C_t = 0.050$

$T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 28,92^{3/4} = 0,62$

$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,763 \times \left(\frac{0,4}{0,62}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,424$

➤ **Coefficient de comportement de la structure « R »**

-Portiques auto-stables ordinaire $\Rightarrow R = 4$

-Mixte portiques/voiles $\Rightarrow R = 5$.

➤ **Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »**

$Q = 1 + \Sigma P_q = 1,20$.

V.6.1.La masses de la structure «W»

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau de la structure. $W = \sum w_i$ 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.

- **Coefficient de pondération « β »**

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) $\Rightarrow \beta = 0,2$

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

Avec : $S = 18 \times 26 = 468$ m²

Tableau V.1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).

Éléments	Poids (KN)	R.D.C	1 ^{er} -2 ^{ème}	3 ^{ème} -6 ^{ème}	Terrasse
Acrotère	$G_a \times \sum l$	—	—	—	178.011
Plancher	$G \times S$	2778,60	2778,60	2778,60	3507,94
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	847,87	686,77	542,64	415,45
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	581.76	581.76	581.76	581.76
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	258.75	258.75	258.75	258.75
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times \left(\frac{H_t}{2}\right) \sum l$	407.30	407.30	407.30	407.30
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \times \sum L + 0,8 \sum L$	593.3	593.3	593.3	593.3
Escaliers	$G_v \times S_v \times 2 + G_p \times S_p$	68.08	68.08	68.08	—
Charge permanente	$\sum G_i$	5535.66	5374.56	5230.43	5942.511
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	826,96	826,96	826,96	551.31
Poids total w_i	$G + \beta \times P$	5 701.05	5539.95	5395.82	6052.77
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	44417 KN			

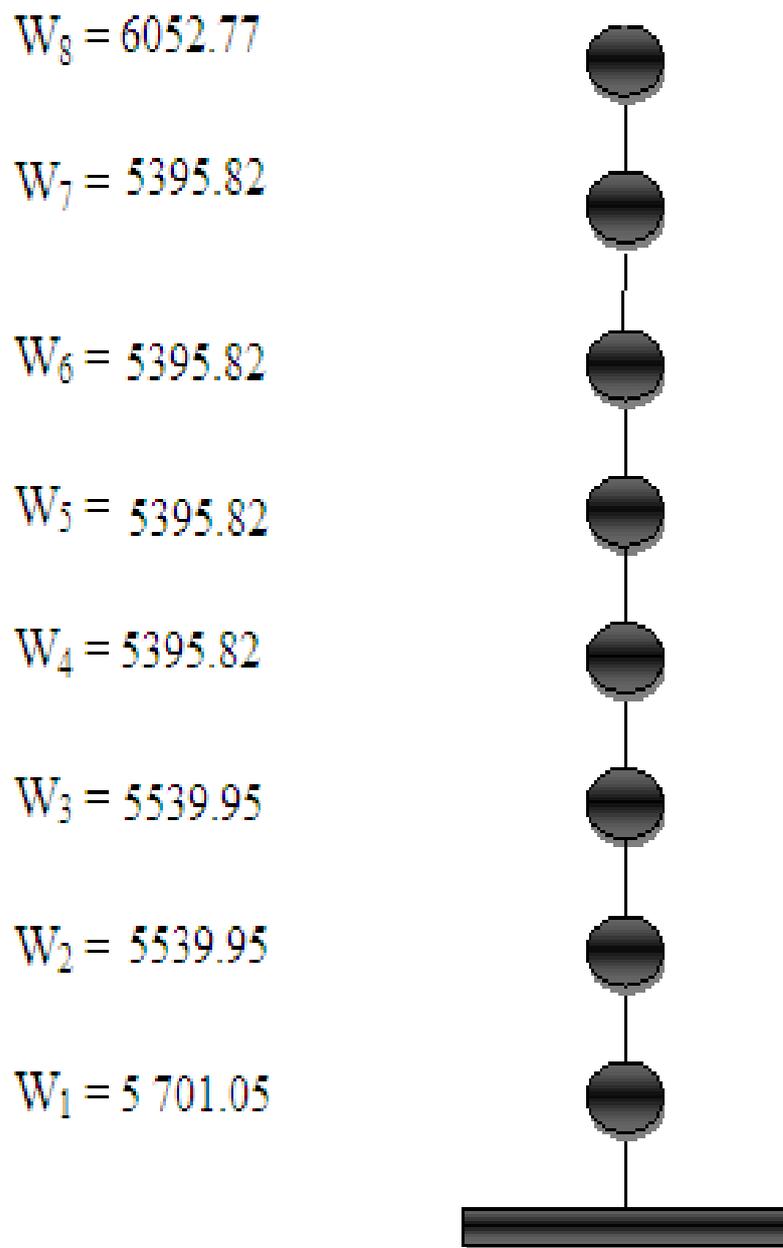
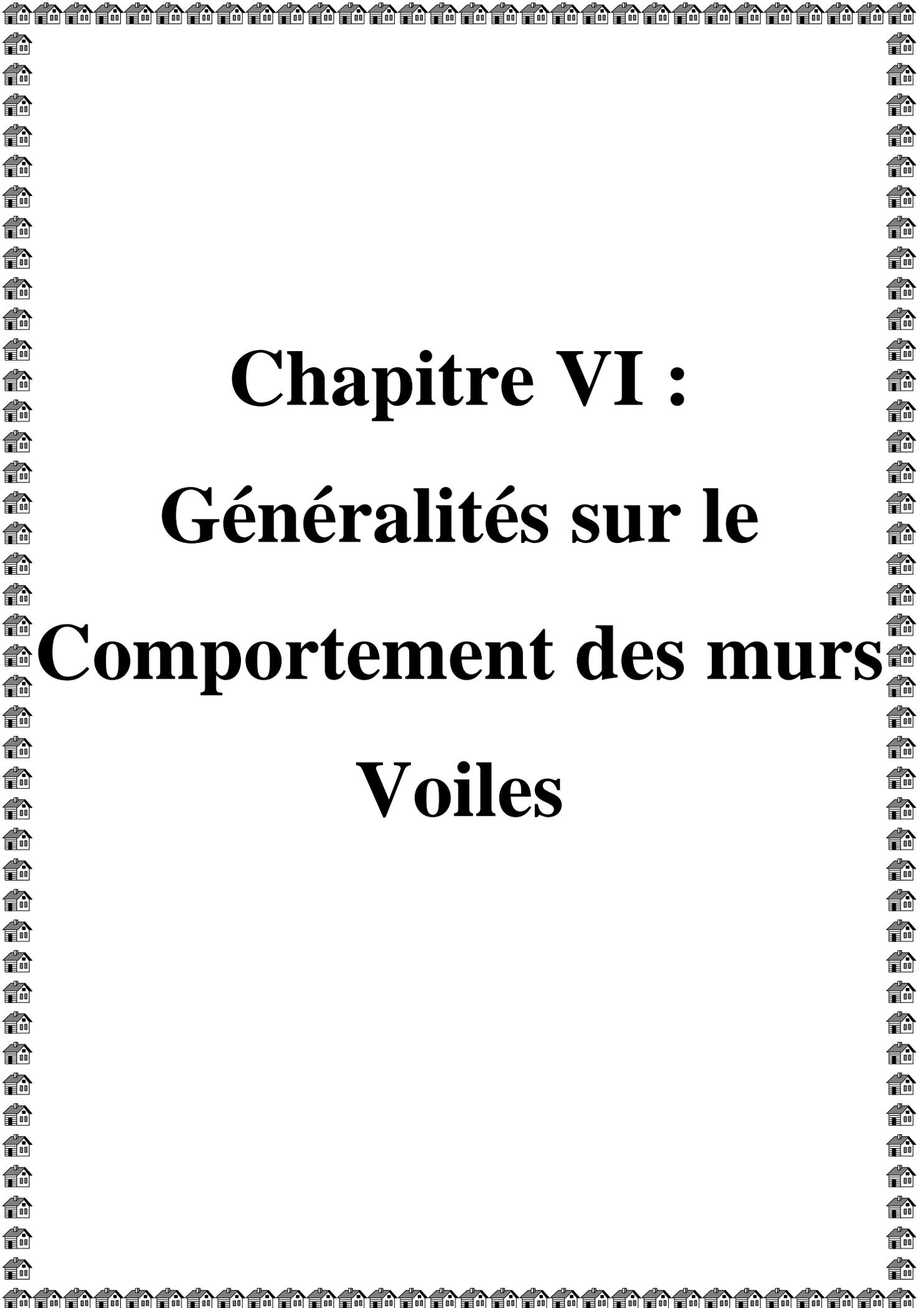


Figure V.2: Poids de chaque étage.



Chapitre VI :

Généralités sur le

Comportement des murs

Voiles

Introduction :

Un principe primordial dans la conception architecturale des bâtiments parasismiques est celui du monolithisme. Ce concept est basé sur le fait que les différentes parties du bâtiment doivent être correctement liées entre elles pour éviter qu'elles se fractionnent lors d'un séisme. Par exemple le plafond, les murs et le plancher ne doivent pas être indépendant l'un de l'autre mais liés. Pour cela, il existe différentes solutions comme par exemple la mise en place de chaînage dans la structure qui va permettre d'unifier l'ensemble des parties des murs du bâtiment. Ainsi lors d'un séisme le chaînage va pouvoir répartir équitablement les secousses dans tous les pans de mur. Une structure monolithique apporte de la solidité et une unité dans l'ensemble du bâtiment. [1]

Symétrie et régularité de la forme des bâtiments :

Lorsque on étudie le comportement des bâtiments soumis à des tremblements de terre, on peut constater que ceux de formes géométriques simples sont les plus résistants. Ceci est une des bases du concept parasismique. La symétrie et la régularité de la structure des bâtiments sont donc fortement favorisées. La forme idéale est le rectangle, du moment que la longueur ne dépasse pas trois fois la largeur.

En plus de la symétrie en plan, la symétrie en élévation doit aussi être respectée. Il est nécessaire d'éviter les formes complexes et irrégulières. La structure de ces bâtiments est constituée d'un grand nombre de différents éléments qui ne rependent pas de la même manière aux secousses sismiques. En effet, leur capacité de déformation n'est pas semblable et cela entraîne un affaiblissement des liaisons entre ces structures des zones dites dangereuses. Cela est dû à une forte sollicitation dans certains endroits sous l'action des mouvements sismiques. Cependant, il existe un moyen de contourner le risque concernant les bâtiments de formes complexes. Pour cela, on peut le fractionner en différentes parties. Chaque partie peut alors osciller indépendamment en évitant tous chocs. Cela améliore le comportement sismique d'un immeuble. (Figure I.1). [2]

Les solutions pour construire des formes géométriques dissymétriques tout en possédant une résistance parasismique : diviser la structure complexe de base en plusieurs sous structures qui seront reliées entre elles grâce à des joints parasismiques ou tout simplement seulement les diviser (Figure I.2). [1]

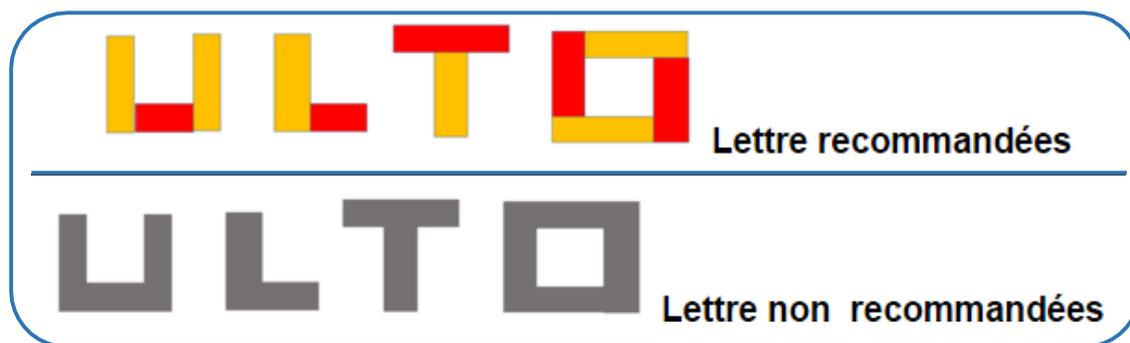


Figure VI.1 : Fragmentation des formes complexes en formes simples.

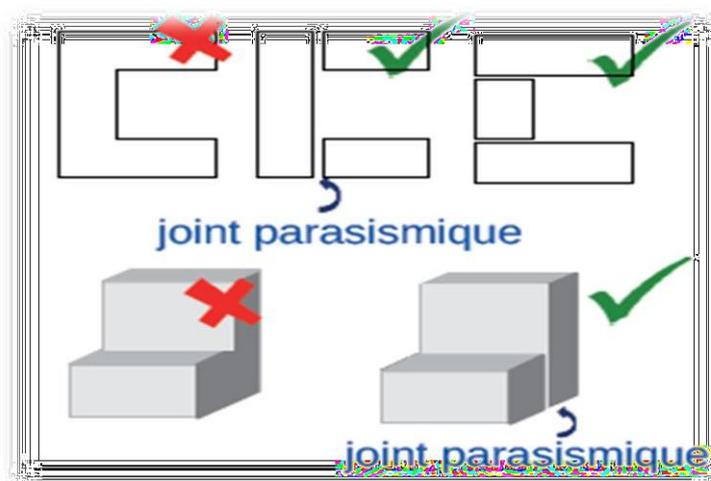


Figure VI.2 : Joints parasismiques pour diviser des formes complexes. [1]



Figure VI.3 : Joints parasismiques entre deux bâtiments. [1]



Figure VI.4 : Deux bâtiments qui sont entrechoqués en l'absence de joints parasismiques. [1]

Systemes de contreventement :

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc,...etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flexion ou flambement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations), les contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée; ou par des treillis en bois ou en acier. Un contreventement est particulièrement utilisé dans la création d'une ossature ou d'une structure d'un bâtiment ou d'une charpente métallique. [3]

Principes de base de contreventement de structure :

Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception, car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. Les géométries simples et compactes sont donc à privilégier. À l'opposé les formes en **U** ou en **L** sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble. La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante. Un mauvais positionnement et/ou une mauvaise répartition des éléments rigides entraîne nécessairement une torsion du plancher qui génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement.

La notion de torsion est donc très importante pour l'étude des structures vis-à-vis des efforts horizontaux et on verra que celle-ci peut être évitée en faisant coïncider le centre de torsion avec le point d'application de la charge. Par exemple dans le cas d'une structure soumise aux efforts de vent, l'adoption d'un système de contreventement symétrique est une bonne réponse à ce problème de torsion. [4]

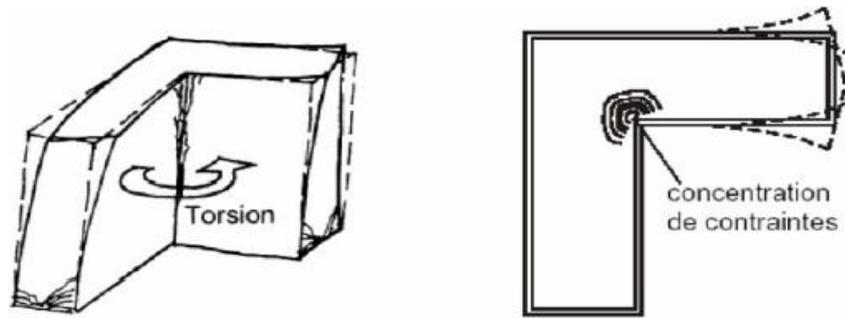


Figure VI.5 : Influence de la géométrie en plan. [4]

Objectifs de contreventement :

Les objectifs principaux du contreventement sont :

- D'assurer la stabilité latérale de la structure dans son ensemble. Il doit donc s'opposer à toutes les charges horizontales, par exemple le vent, les déformations imposées par le séisme. Pour une ossature rigide, le contreventement doit être en plus suffisamment indéformable pour que l'on puisse négliger, dans l'analyse, les effets du second ordre.
- Réduire l'irrégularité des bâtiments : En disposant des contreventements à des endroits bien choisis, on peut diminuer considérablement la torsion du bâtiment en cas du séisme. On répartit également mieux les efforts horizontaux à reprendre.
- Augmenter la résistance globale du bâtiment : En augmentant le contreventement, on augmente l'effort horizontal qui peut être repris par la structure sans désordre ; néanmoins cette opération alourdit le bâtiment et il faut vérifier la structure en conséquence. Enfin, les nouveaux contreventements transmettent des efforts à des endroits qui n'étaient pas sollicités. En particulier le taux de travail des fondations risque d'augmenter et des efforts perpendiculaires aux façades peuvent apparaître. Ce sont des points à vérifier. [3]

Figure I.6 : Effondrement total des constructions non ou mal contreventées. (Séisme de Boumerdes-2003). [5]



Différents types de contreventements :

Parmi les principaux systèmes de contreventement, on peut citer :

1. Portiques constitués de poteaux et de poutres (les cadres) ;
2. Contreventements triangulés (palées de stabilité triangulées) ;
3. Refends (voiles).

Contreventement par portique (poteau / poutre) :

Les structures qui ont été les plus vulnérables dans leurs comportements durant ces récents séismes sont les contreventements par portiques avec maçonnerie insérées où a été constaté la quasi-totalité des effondrements. Les bâtiments en béton armé à multi-étages dans les régions sismiques sont habituellement confectionnés pour être ductiles. L'approche de conception ductile est associée avec ce qui est généralement connu comme « poteau fort / poutre faible », suivant cela, les rotules plastiques sont désignées pour se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux. [6]



Figure VI.7 : Dommages dans l'extrémité des poteaux et des poutres. [14]

Contreventements triangulés (palées de stabilité triangulées) :

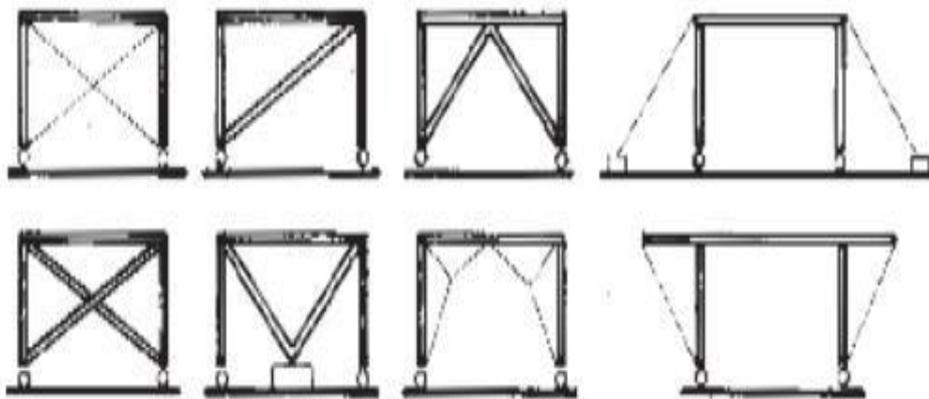
Le contreventement triangulé, qui constitue également une solution " rigide" (convenant pour les bâtiments sur sol meuble), est fréquemment utilisé pour les structures en poteaux et poutres de hauteurs faibles et moyenne, car il est plus économique que le contreventement par portiques. Les barres inclinées, formant des triangles avec l'ossature (Figure I.8), peuvent être rigides. Vis-à-vis des séismes, les barres rigides sont plus efficaces, quoique plus coûteuses. Elles résistent à la traction et à la compression.

Toutes les formes de triangulation sont acceptables sauf celles dans lesquelles des barres sont attachées entre les extrémités des poteaux et tendent donc à y provoquer une instabilité (Figure I.9). Par ailleurs, il convient d'éviter une longueur excessive des barres afin de réduire le danger de flambement sous compression. [6]



Figure VI.8 : Contreventement (treillis en acier en croix). [4]

A préférer



A éviter



Figure VI.9 : Palées de stabilité triangulées. [3]

Contreventement par voiles :

Généralités :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionné non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Dans le passé, les structures relativement flexibles à base de portiques étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, dû au fait qu'elles attirent, généralement, des forces sismiques moins intenses. Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs (déplacements inter-étages) et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux. De plus, les demandes excessives de ductilité et les effets de deuxième ordre générés par les grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure. [3]

Beaucoup d'immeubles dans le monde sont construits en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques [8], ces murs voiles doivent respecter certaines conditions qui sont les suivantes :

- Trois éléments verticaux (au minimum) par niveau ;
- Les plus larges possibles ;
- Disposés en façade ou près de la façade ;
- Disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau.



Figure VI.10 : Bâtiment contreventé par des murs voiles.

Lors des tremblements de terre sévères il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré, veut dire construire des murs de grande portée en béton armé dans le but d'assurer le contreventement d'une structure donnée.

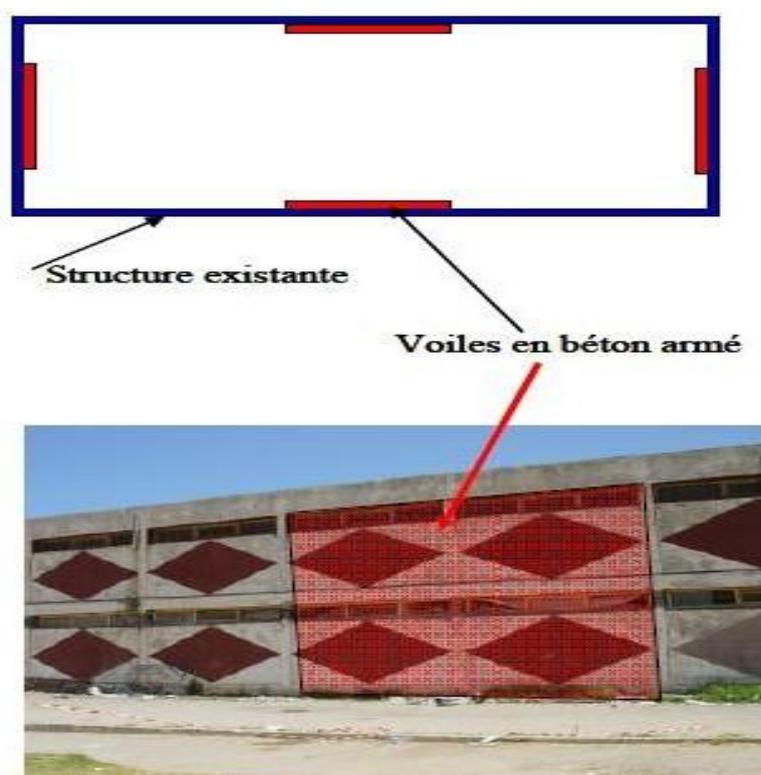


Figure VI.11 : Proposition de renforcement par voiles en béton armé (cas 01). [5]



Figure VI.12 : Proposition de renforcement par voiles en béton armé (cas 02). [5]

Utilisation des voiles en béton armé :

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les régions sismiques devient de plus en plus fréquente. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, l'utilisation des voiles, entre autres :

1. Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
2. Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité ;
3. Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
4. Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de hauts bâtiments dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes ;
5. Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques. [7]

Caractéristiques essentielles du comportement des voiles en béton armé :

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux/poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armé. Les voiles deviennent ainsi la structure principale dont le rôle est de résister aux forces horizontales ; il sont couramment utilisées dans les édifices en béton armé compte tenu de leur comportement considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (séisme), leur grande résistance et rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages en reprenant la plus grande partie des efforts latéraux , ils améliorent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité, nous ne pouvons fournir qu'une classification assez générale. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées :

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques ;
- 2) structures à noyau central ;
- 3) structures uniquement à murs porteurs. [8]

Dans le cas 1), le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales. Un exemple de ce système constructif est présenté dans la figure I.13.

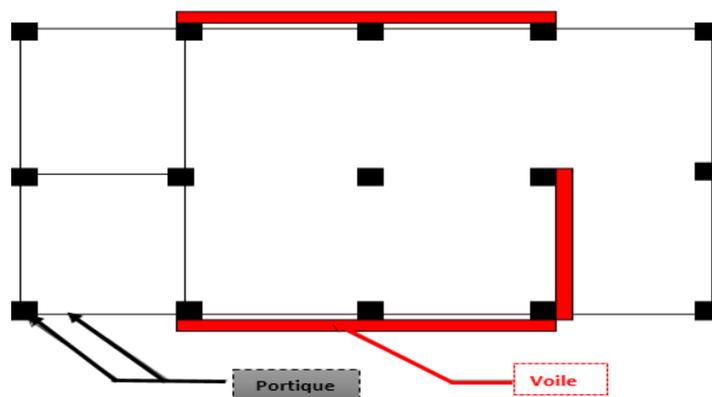


Figure VI.13 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques. [13]

Dans le cas 2), un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage par des poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme le montre la figure I.14.

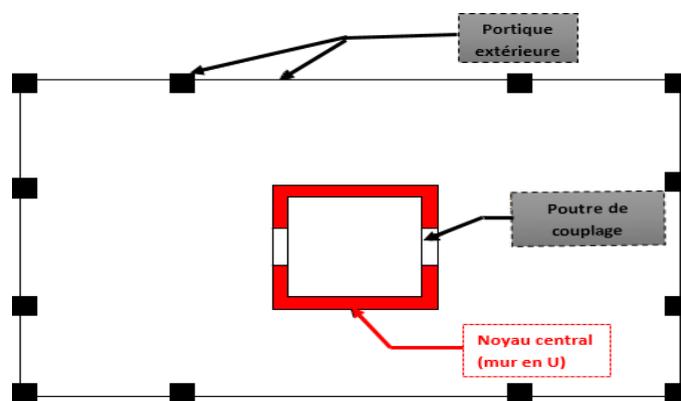


Figure VI.14 : Structures à noyau central. [13]

Dans le cas 3), les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales. L'exemple montré dans la figure I.15 fait apparaître ce système constructif.

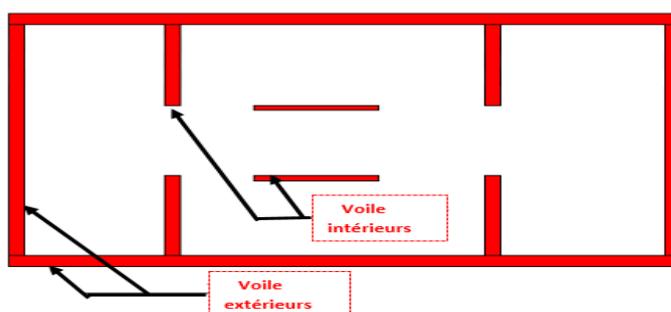


Figure VI.15 : Structure uniquement à murs porteurs. [13]

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base.

La figure I.16 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I , soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant M qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes, d'armatures verticales uniformément réparties et d'armatures horizontales, elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant. [8]

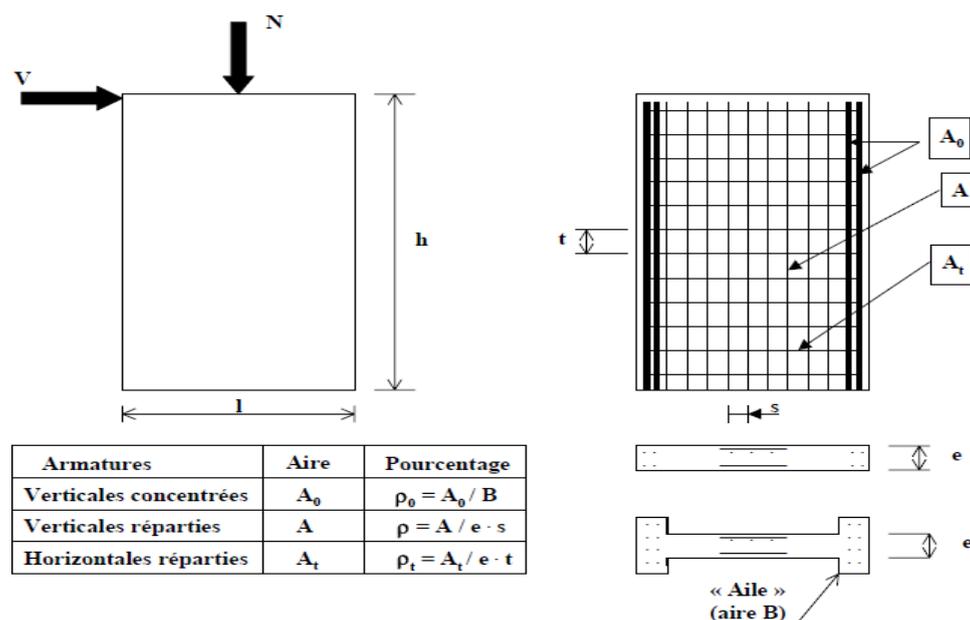


Figure VI.16 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage. [8]

Le terme voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- l'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile, h / l ;
- la disposition et le pourcentage des armatures ;
- l'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement il convient de faire la distinction entre les voiles élancés

($h / l > 2$) et les voiles courts ($h / l < 2$). Ceci, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures : modes de rupture des voiles élancés et modes de ruptures des voiles courts. Les modes de ruptures des voiles élancés sont schématisés dans les figures I.17 et I.18. [8]

Modes de rupture des voiles élancés :

a) Ruptures en flexion :

α. Mode f1 :

Rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

β. Mode f2 :

Rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode *f2* est moins ductile que le mode *f1*, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

γ. Mode f3 :

Rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités. [13]

b) Ruptures en flexion-effort tranchant :

α. Mode f/t :

Rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

c) Ruptures par effort tranchant :

α. Mode t :

Rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

β. Mode g :

Rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

Figure I.17 : Modes de rupture des voiles élancés. [13]

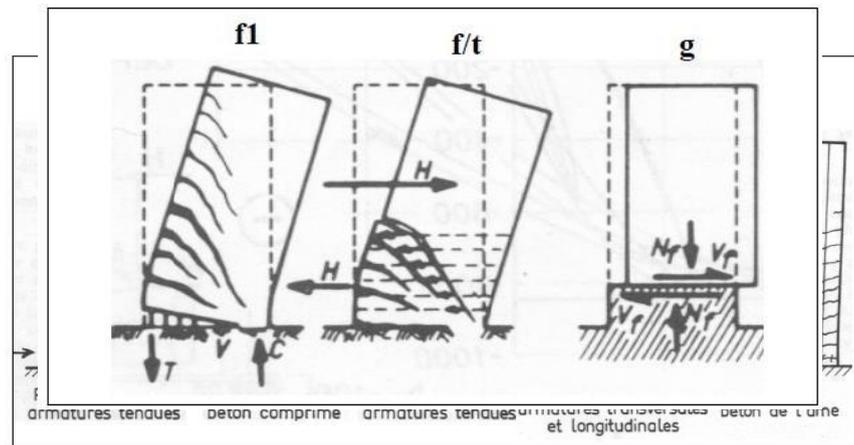


Figure VI.18 : Modes de rupture des voiles élancés. [13]



Figure VI.19 : Rupture de section à la base du voile. [16]

Modes de rupture des voiles courts :

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de ruptures sont ceux de la figure I.20 et I.21. On distingue trois cas :

a) Mode T1 :

Rupture par glissement à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérétique.

Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

b) Mode T2 :

Rupture diagonale avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

c) Mode T3 :

Rupture par écrasement du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord. [13]

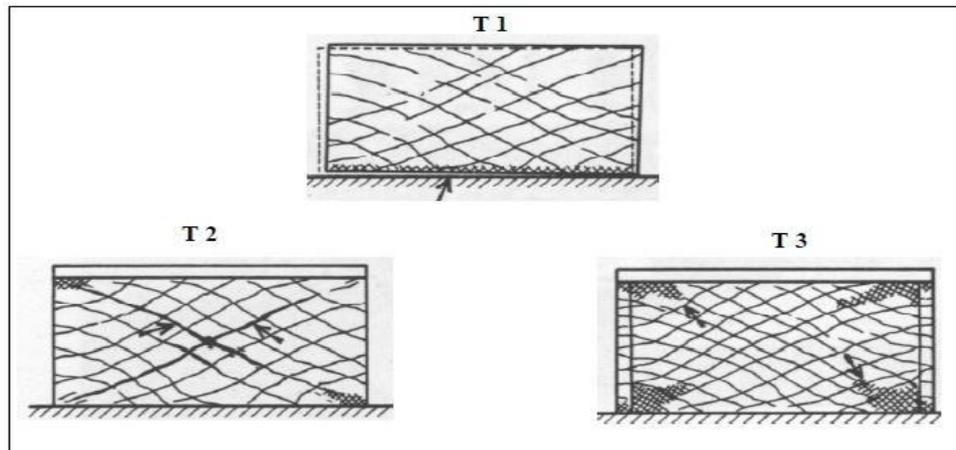


Figure VI.20 : Modes de rupture des voiles courts. [13]

	T 3	T 2	T 1
FAILURE MODE			
	WEB DIAGONAL FAILURE (compression)	SHEAR (tension)	HORIZONTAL SLIDING
CAUSE	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient web thickness 	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient web reinforcement • Low N_u-values 	<ul style="list-style-type: none"> • Insufficient wall's base detailing (anchoring, splicing) • Low N_u-values
EXPECTED RESPONSE			

Figure VI.21 : Modes de rupture des voiles courts. [13]



Figure VI.22 : Fissures ouvertes dans le voile. [16]

En raison de leurs coûts et de la difficulté de leur réalisation, les essais sur des structures complètes représentatives d'un bâtiment à plusieurs étages sont plus rares. Ils sont toutefois très utiles puisqu'ils permettent d'une part, d'intégrer le comportement d'un élément isolé dans le comportement de l'ensemble structurel et d'autre part de valider la conception dans des conditions plus proches de la réalité.

Il existe deux grandes familles d'essais pour l'analyse des structures sous chargement dynamique : les essais sur table vibrante et les essais pseudo dynamiques. Les essais sur table vibrante permettent de solliciter des modèles réduits de structure par une excitation sismique. Les essais pseudo dynamiques peuvent s'appliquer à des structures de taille plus importante, mais l'effet de vitesse sur le comportement des matériaux n'est pas pris en compte. [8]

Ferraillage des voiles :

Le ferraillage et la vérification des voiles s'effectuent selon des règles parasismiques. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique. [8]

a) Voiles pleins :

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux.

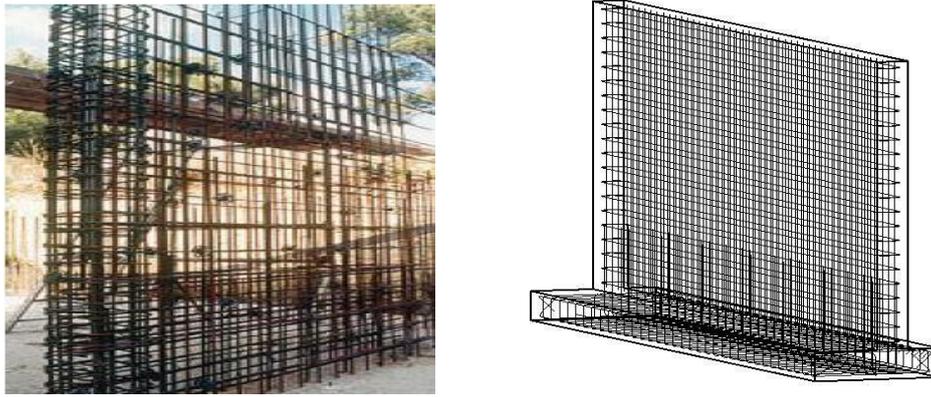


Figure VI.23 : Ferrailage des voiles. [15]

α . Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit. [8]

β . Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. [8]

Principes de conception parasismique des bâtiments :

Distance entre les éléments de contreventement :

Éloigner au maximum les uns des autres les éléments de contreventement parallèles (Figure I.24). Afin de leur conférer une bonne résistance à la torsion, l'Eurocode8 [17] demande pour les bâtiments simples dispensés de la vérification de sécurité par le calcul, que les deux murs par direction exigés comme minimum soient séparés d'une distance d'au moins $3/4$ de la longueur du bâtiment dans l'autre direction. Le danger de torsion est rarement entièrement absent. Il est donc souhaitable de placer le contreventement en façade ou près des façades.

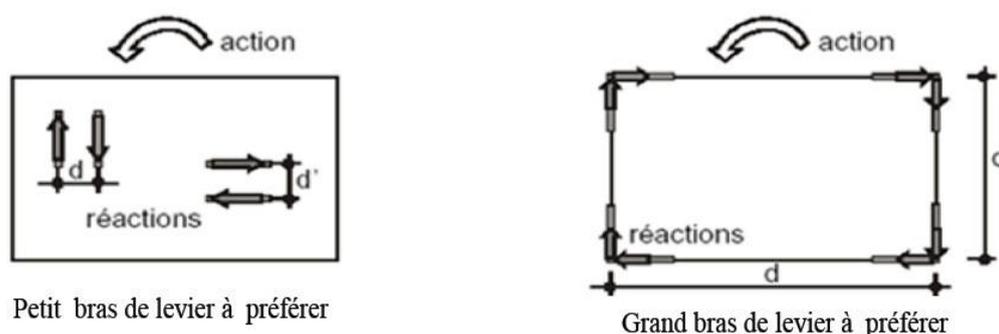


Figure VI.24 : Distance entre les éléments de contreventement. [2]

Une grande distance entre éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal. [2]

Torsion d'ensemble :

Lorsque, dans au moins une direction, la rigidité latérale d'un niveau n'est pas répartie symétriquement, les secousses horizontales soumettent ce niveau à une torsion : il vrille autour d'un axe vertical. D'une manière générale, les parties de bâtiment moins rigides vrillent autour des parties plus rigides. La torsion entraîne souvent des dommages importants, pouvant aller jusqu'à l'effondrement du bâtiment (Figure I.25). La dissymétrie de la rigidité peut être due à la forme du niveau ou à l'emplacement asymétrique des éléments assurant le contreventement, même lorsque le plan est symétrique dans les deux directions (Figure I.26). [3]



Figure VI.25 : Effondrement total des constructions non ou mal contreventées (Séisme de Boumerdes 2003). [5]

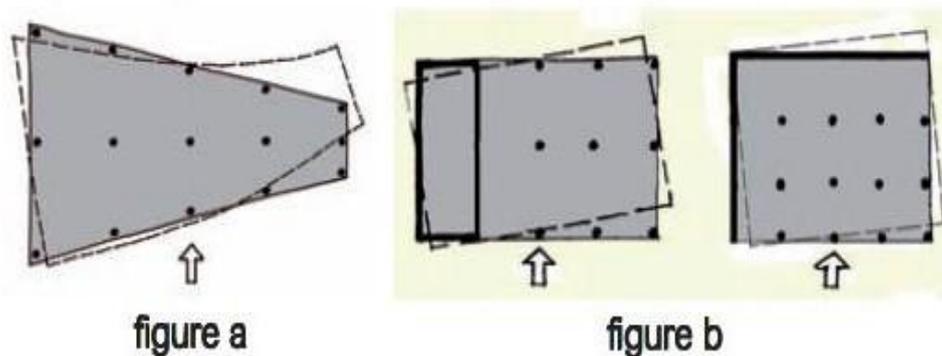


Figure I.26 : Torsion d'un niveau induite par l'asymétrie de la forme du plan (Figure(a)) et par celle des murs assurant le contreventement (Figure (b)).

Prévention de la torsion :

Afin d'éviter la torsion d'un bâtiment exposé à un séisme, à tous les niveaux, il est nécessaire d'assurer une répartition sensiblement symétrique de la rigidité horizontale par rapport aux axes passant par le centre de gravité des planchers hauts. Il convient de considérer la symétrie séparément dans chaque direction, car généralement, un élément qui contrevente dans une direction ne contrevente pas dans une autre. Le plan trapézoïdal de la (Figure I.26.a) peut être conservé sans exposer la structure à la torsion, en plaçant des murs qui augmentent sa rigidité à l'extrémité droite (Figure I.27.a). De même, la rigidité des niveaux de la figure I.27.b. peut-être équilibrée en y ajoutant des murs ou palées de stabilité judicieusement placés.

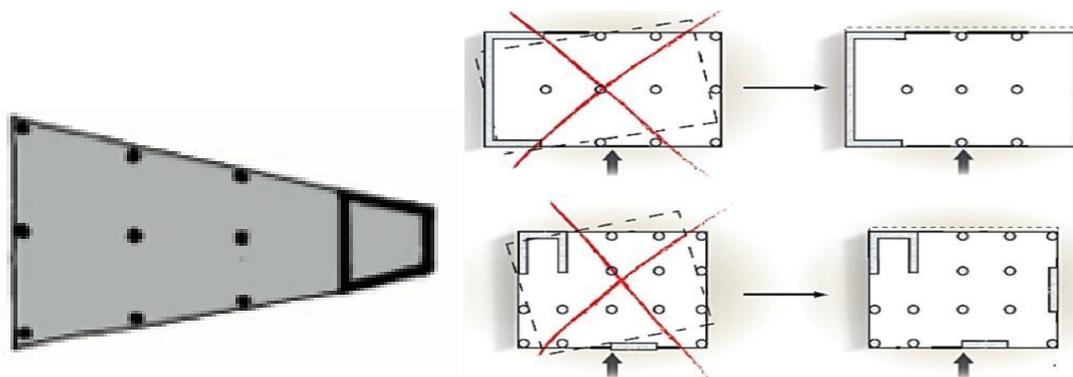


Figure (a)

Figure (b)

Figure VI.27 : Prévention de la torsion d'axe vertical par une localisation judicieuse des éléments assurant le contreventement. [7]

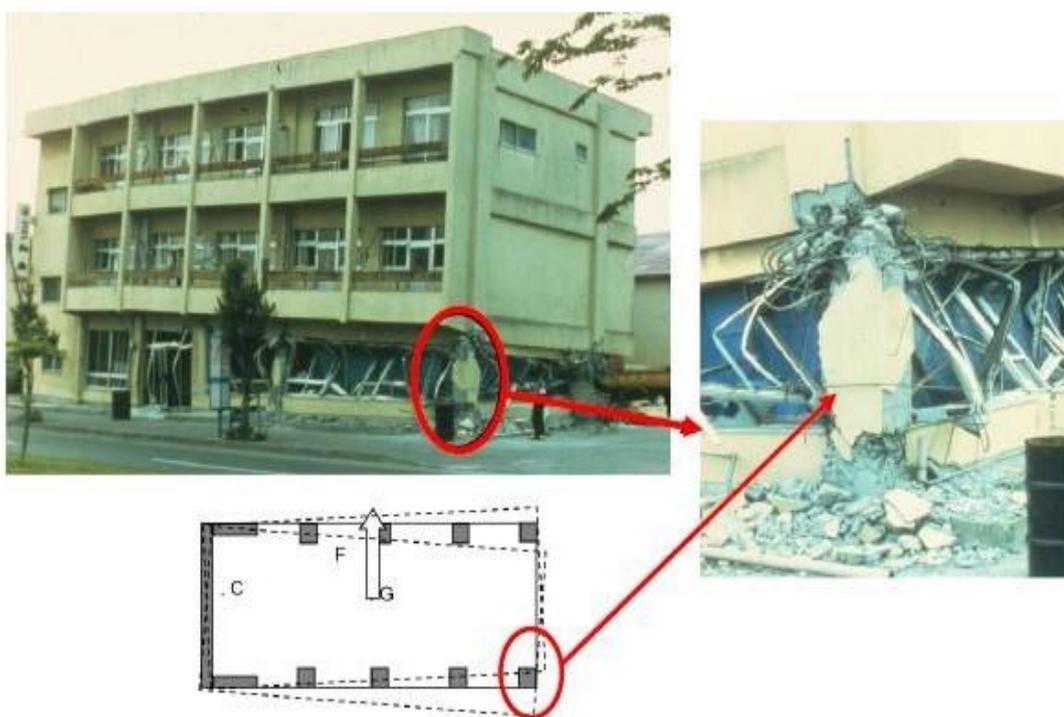


Figure VI.28 : Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles. [2]

Rez-de-chaussée flexibles :

L'effondrement d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre est souvent dû au fait que si les étages supérieurs sont bien contreventés, le rez-de-chaussée est transparent et ne comprend que des poteaux porteurs. Il en résulte un niveau mou, flexible dans le plan horizontal (voir figure I.29). Or les poteaux sont souvent incapables de suivre sans dégâts les déplacements relatifs entre le sol qui oscille et

la partie supérieure du bâtiment qui tend à rester sur place.

Les déformations plastiques, dites rotules plastiques, qui apparaissent aux extrémités des poteaux déclenchent un mécanisme « d'étage », caractérisé par une concentration des déformations plastiques aux extrémités des poteaux. Il en résulte un comportement instable et l'effondrement du bâtiment est souvent inévitable. (Figure I.30) [2]

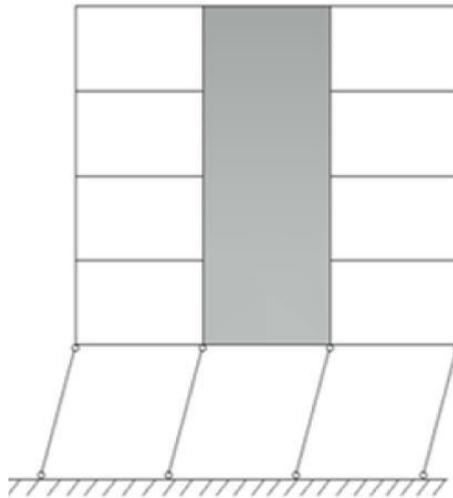


Figure VI.29 : Rez-de-chaussée flexible. [2]



Figure VI.30 : Accouchement du R.D.C. [3]

Contreventement décalé :

Les contreventements sont décalés lorsque leur position diffère d'un étage à l'autre. Les moments de flexion et les efforts tranchants induits par cette disposition ne peuvent généralement pas être reportés de manière satisfaisante. Les décalages perturbent la transmission des efforts, réduisent la

capacité portante et diminuent la ductilité (aptitude à se déformer plastiquement) des contreventements. Ils sont en outre responsables d'importantes sollicitations et déformations affectant d'autres éléments porteurs. (Figure I.31)

En comparaison avec des contreventements continus sur toute la hauteur du bâtiment et construits dans les règles de l'art, les décalages de contreventement augmentent la vulnérabilité de l'ouvrage et réduisent notablement sa tenue au séisme dans la plupart des cas. C'est pourquoi il faut absolument éviter de décaler les contreventements. [3]

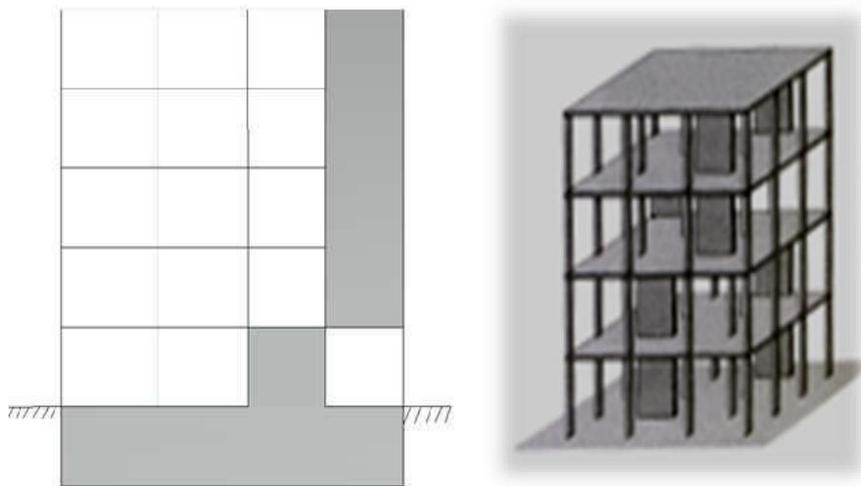


Figure VI.31 : Contreventement décalé. [3,28]

Sauts de rigidité et de résistance :

En changeant la section des contreventements d'un étage à l'autre, on crée des discontinuités et on provoque de brusques variations de rigidité et de résistance du bâtiment. Il peut en résulter des hétérogénéités dans le comportement dynamique, d'où des sollicitations supplémentaires et des problèmes de transmission des efforts à l'échelle locale. Le cas échéant, il vaut mieux diminuer la rigidité et la résistance de bas en haut (à droite dans la figure I.32.b) que faire l'inverse (à gauche dans la figure I.32.a). [3]

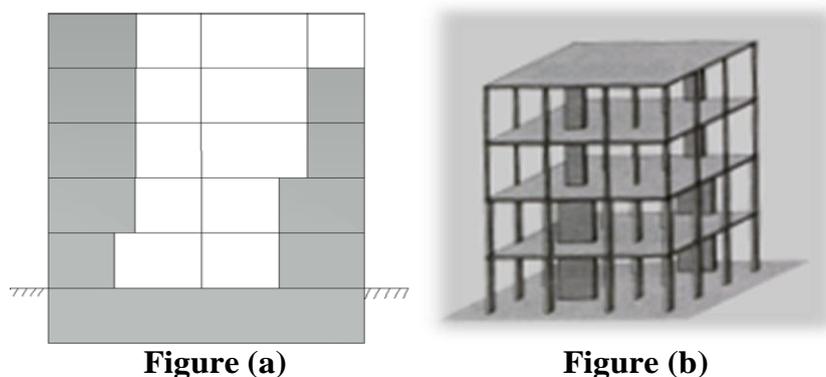


Figure (a)

Figure (b)

Figure VI.32 : Saut de rigidité et de résistance. [3,28]

Les ouvertures dans les murs voiles :

Les murs qui portent les planchers possèdent en général une rigidité non négligeable et participent donc au contreventement de l'ouvrage. Les percements (fenêtres, portes...) affaiblissent leur résistance. Il est donc souhaitable que la surface totale des ouvertures reste limitée.

Dans une façade porteuse avec des fenêtres, ce sont les trumeaux qui assurent le contreventement. Sur la hauteur de l'ouvrage, ces trumeaux devraient constituer des éléments résistants efficaces. Dans le cas courant, lorsque les ouvertures sont superposées, il s'agit de consoles verticales dont l'efficacité augmente avec la largeur des trumeaux (au moins 2,50 m si possible). Ce cas représente la meilleure solution car la descente des charges verticales est directe. [1]

La présence des murs voiles dans un bâtiment est une solution structurellement efficace pour rigidifier le bâtiment car ils fournissent la force latérale nécessaire et la rigidité pour résister aux forces horizontales. Les voiles peuvent avoir une ou plusieurs ouvertures pour des raisons fonctionnelles. [28]

Les murs voiles dans les immeubles sont perforés avec des rangées d'ouvertures qui sont nécessaires pour avoir des fenêtres dans les murs extérieurs ou des portes dans les murs intérieures. [27]

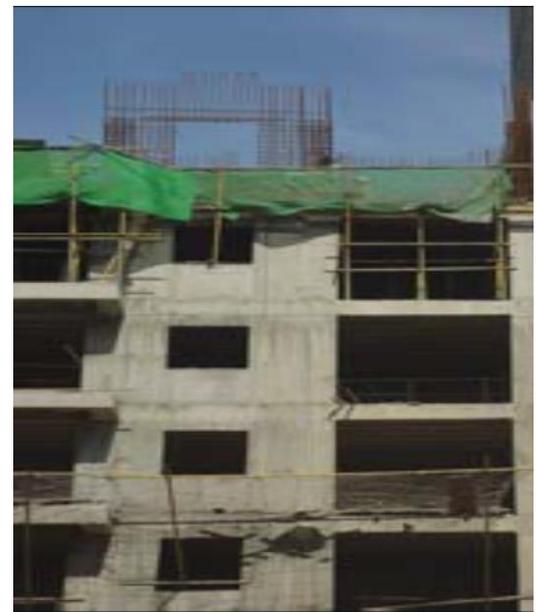


Figure VI.33 : Ouvertures dans les murs voiles.



Figure VI.34 : Bâtiment avec murs voiles. [3]

La taille et l'emplacement des ouvertures peuvent varier d'un point de vue architectural et fonctionnel. Il peut y avoir des effets défavorables sur la rigidité de murs voiles ainsi que sur la réponse sismique des structures. [29]

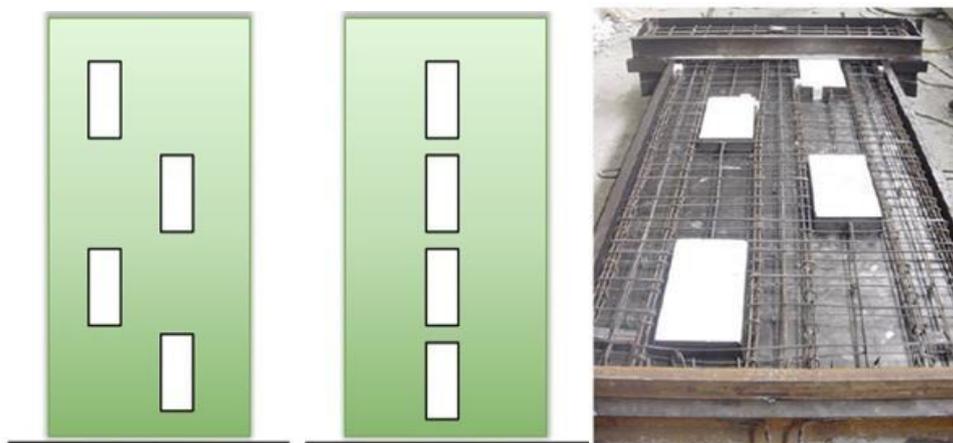


Figure VI.35 : Décalage des ouvertures dans les voiles. [30]

Les chercheurs [30] pensent que les modes de ruine des voiles à ouvertures doivent être évalués par des recherches théoriques et expérimentales.

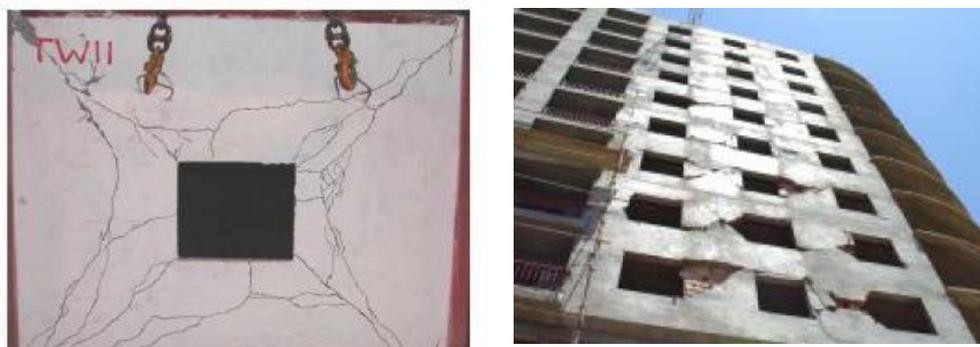


Figure I.36 : Les dommages aux extrémités des ouvertures centrées. [31]

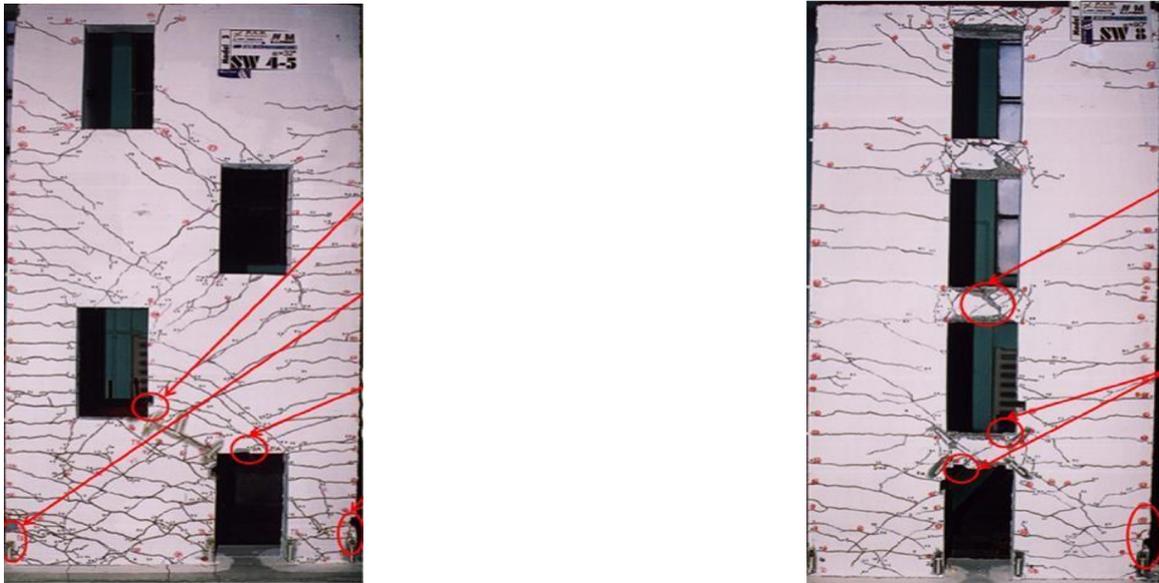


Figure VI.37 : Les dommages aux extrémités des ouvertures centrées et décalées. [30]

La présence d'ouvertures non seulement réduit la capacité de résistance mais entraîne également la dégradation de la rigidité du mur voile.

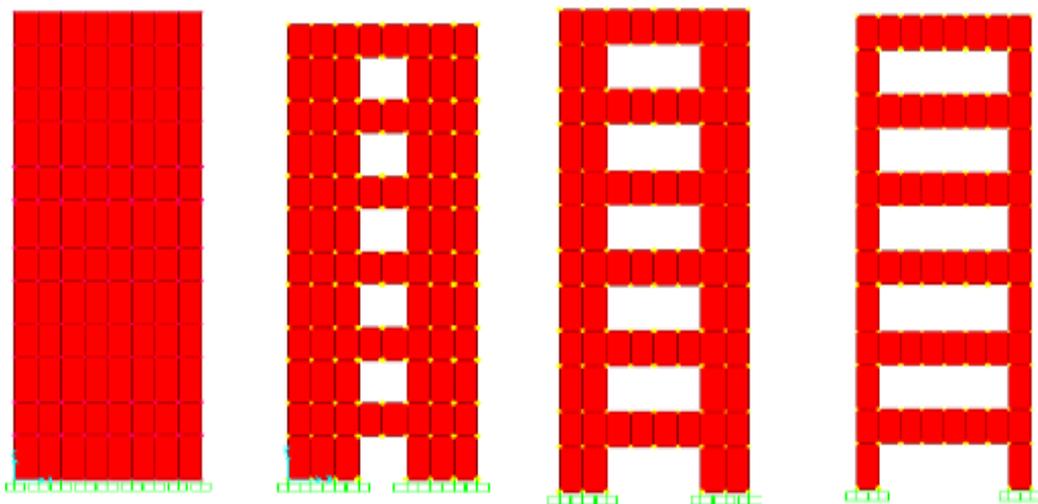


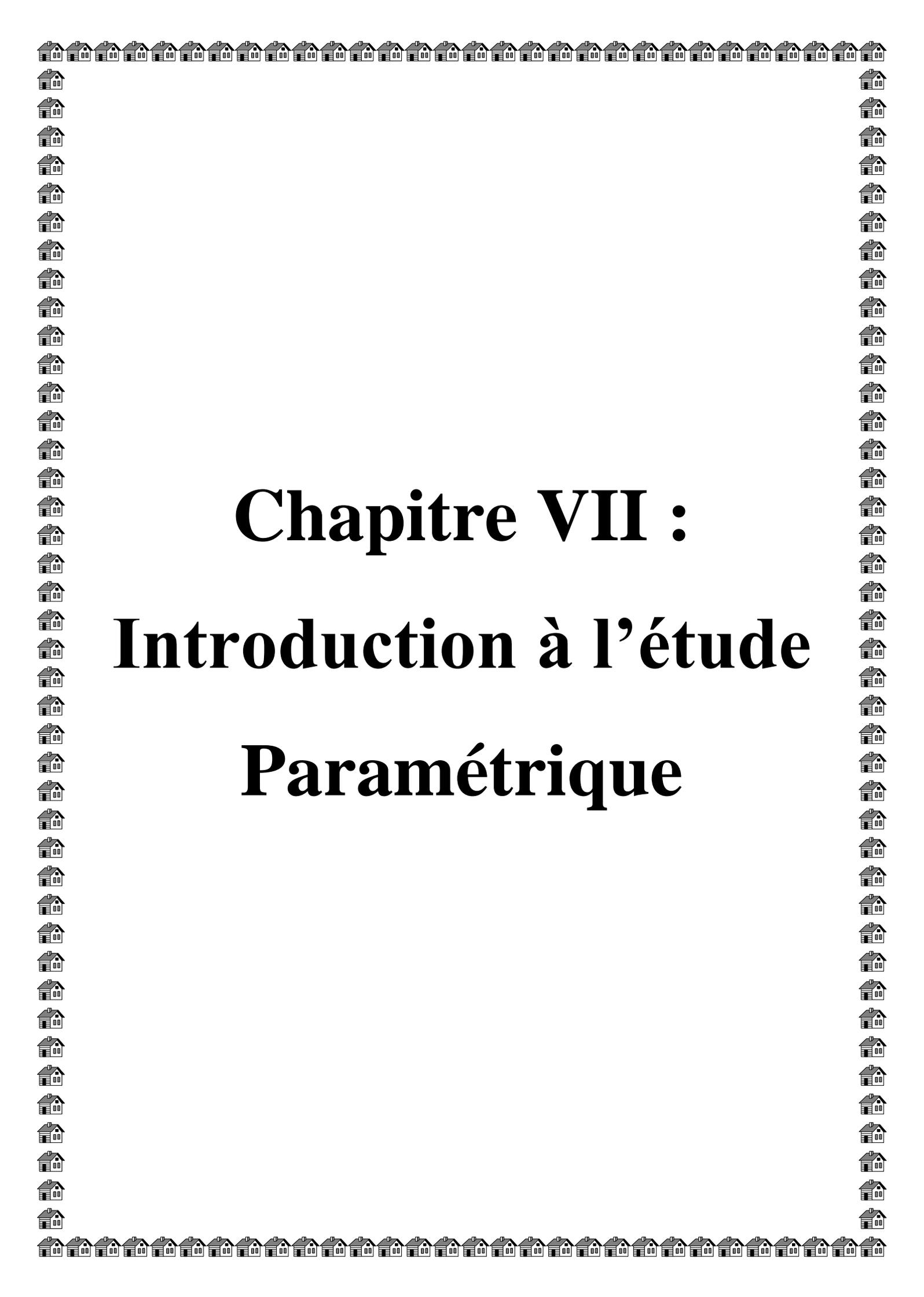
Figure VI.38 : Différentes dimensions des ouvertures centrées. [32]

Conclusion :

Ce chapitre du mémoire a été consacré à la présentation du rôle du contreventement des structures, la réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité et la résistance de la structure sollicitée. Il est impératif que les structures doivent satisfaire et s'adapter aux sollicitations dynamiques imposées par les normes et les règlements parasismiques.

Lors de tremblements de terre importants, il a été constaté que de nombreux bâtiments en béton armé renforcés par les différents types de contreventement mentionnés auparavant dans ce chapitre ont bien résisté sans endommagements exagérés. Mis à part leurs rôles d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, ces différents types de contreventement peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Les murs voiles dans les bâtiments peuvent avoir une surface d'ouvertures pour des raisons de fonctionnalité (portes, fenêtres...) les dimensions et l'emplacement des ouvertures peuvent avoir des effets divers sur la rigidité et la réponse sismiques des murs voiles face aux sollicitations sismique.

A decorative border of small, stylized house icons surrounds the central text. The houses are arranged in a grid-like pattern, with a single row at the top and bottom, and vertical columns on the left and right sides.

Chapitre VII :

Introduction à l'étude

Paramétrique

VII.1. Etude paramétrique

L'étude paramétrique de la structure c'est l'étude qui nous permet de déterminer les paramètres influents sur le comportement de notre structure et le degré d'influence de ce paramètre par rapport aux autres.

Les paramètres influents sur le comportement de la structure sont :

1. Paramètre liée au spectre de repense qui définir la force de séisme (accélération),

- La zone sismique
- Groupe d'usage
- Coefficient de comportement
- Coefficient Amortissement
- type de Site de projet

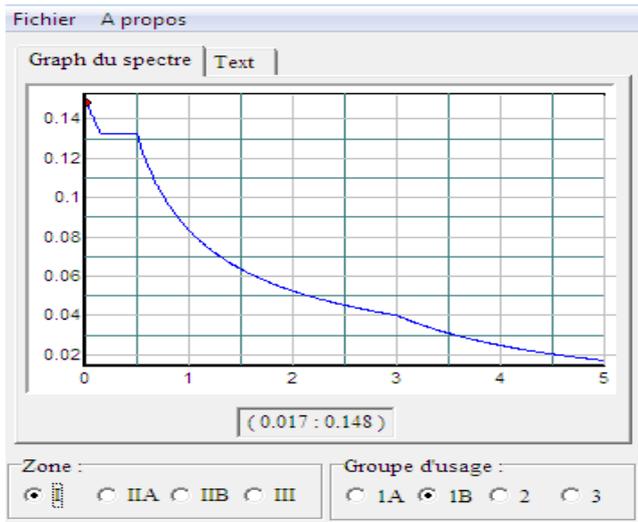
2. Paramètres liée au structure lui-même qui définir le comportement propre (période propre de la structure) tel que :

- La forme de la vue en plan (régularité en plan)
- La forme de la vue en élévation (régularité en élévation)
- La disposition des voiles de contreventements dans les structures mixtes.

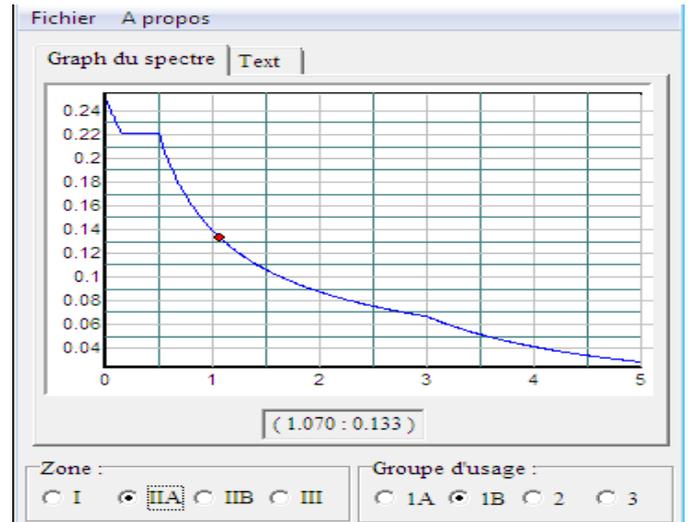
L'étude paramétrique se faite par critère ou par paramètre, c'est adire en fixe tous les paramètres influents et en change que le paramètre à étudier, et on enregistre les résultats obtenus jusqu'aboutir à une idée générale sur l'influence de ce paramètre sur notre structure.

Et comme notre thème de mémoire est l'influence de disposition des voile sur le comportait de la structure mixte nous allons faire dans ce travail une étude sur ce paramètre, mais avant on va faire une aperçu sur l'influence des paramètres liée au spectre de repense qui définir le type de spectre de séisme (accélération/période) sur le comportement de la structure.

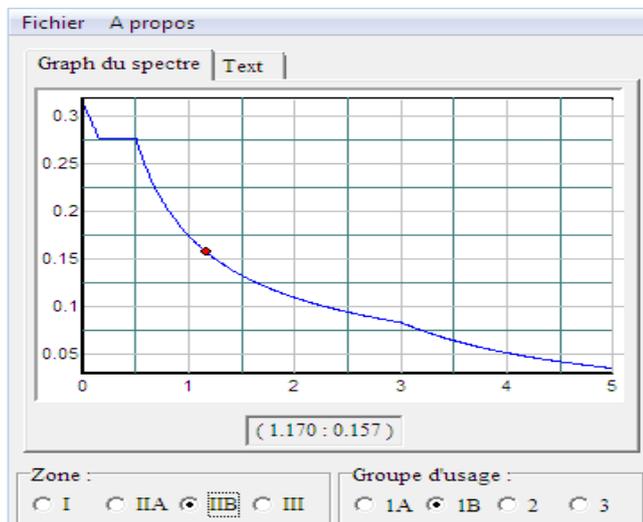
VII.1.2. Influence de la zone sismique :



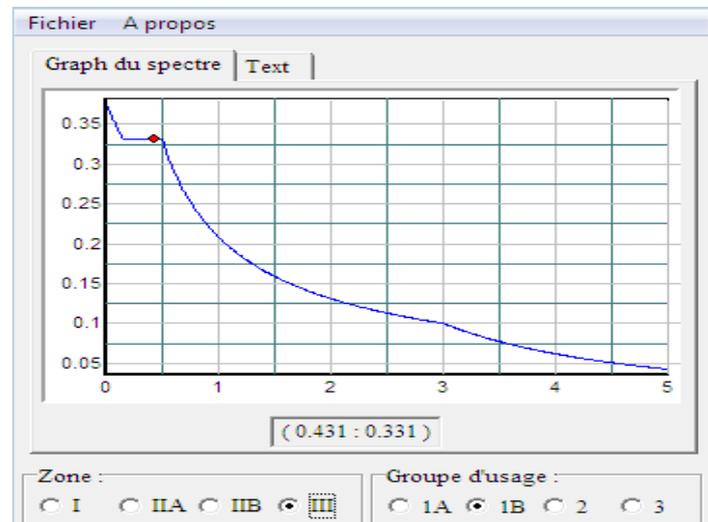
ZONE I : $X''_{max}=0.15$



ZONE IIA : $X''_{max}=0.25$



ZONE IIB: $X''_{max}=0.313$



ZONE III: $X''_{max}=0.375$

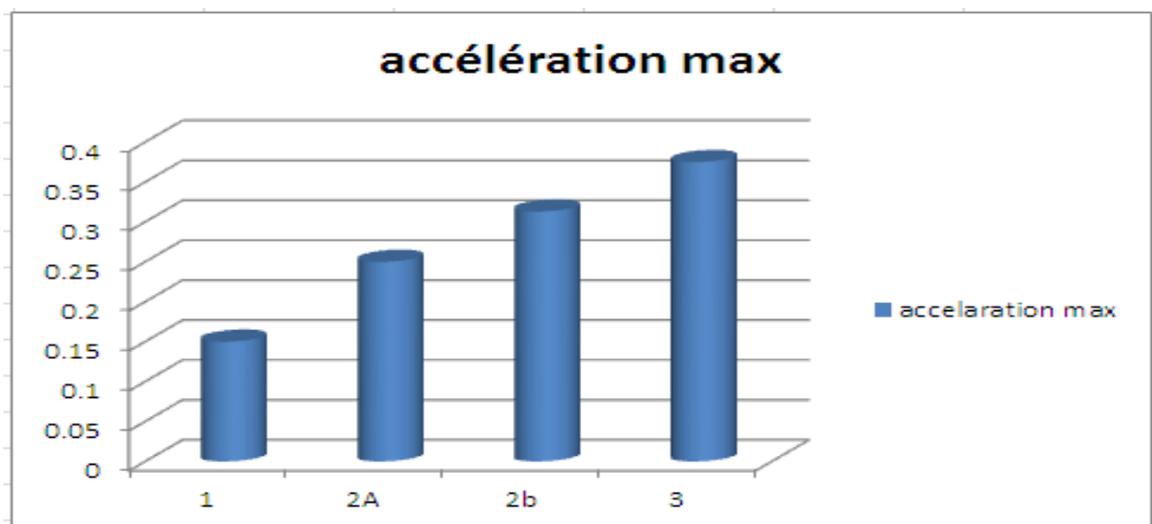
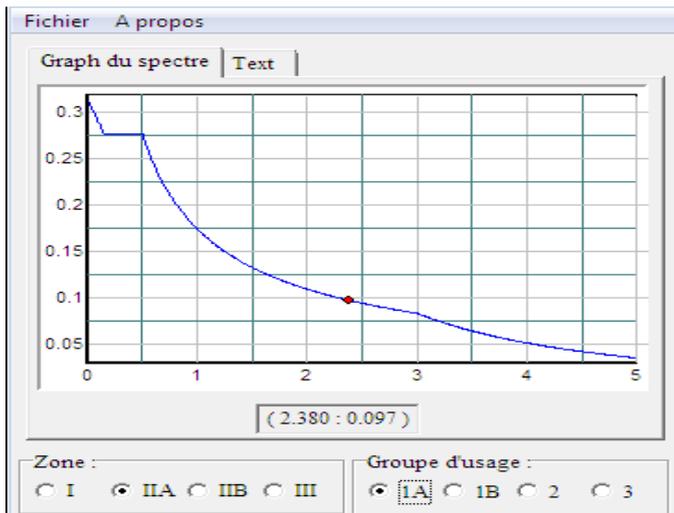
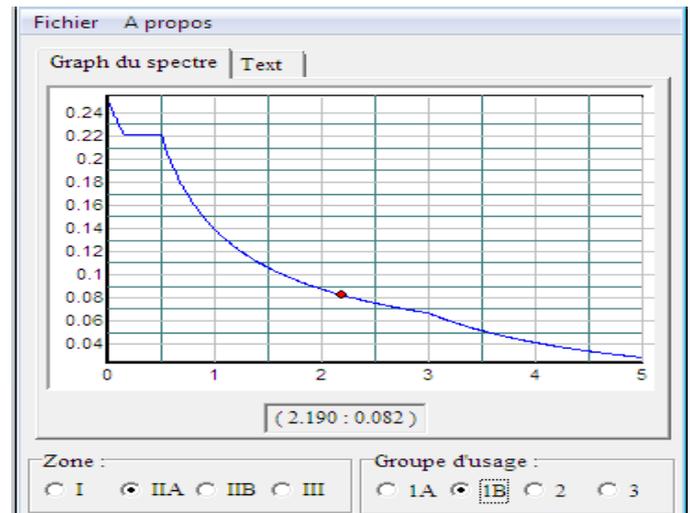


Figure IV.15 accélération max en fonction des zones sismiques

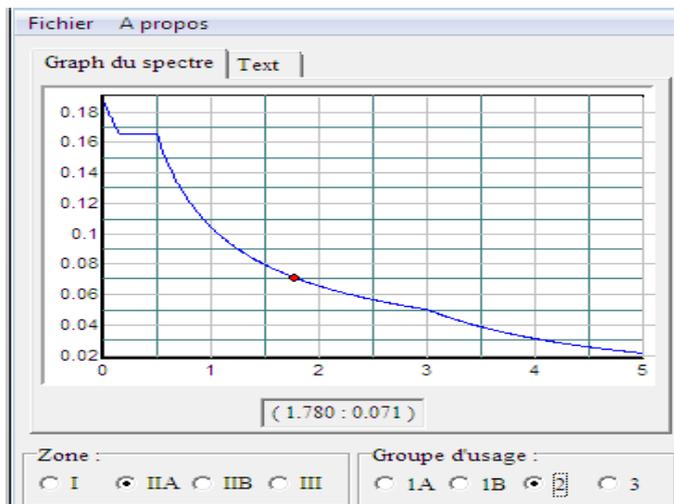
VII.1.3. Influence de Groupe d'usage :



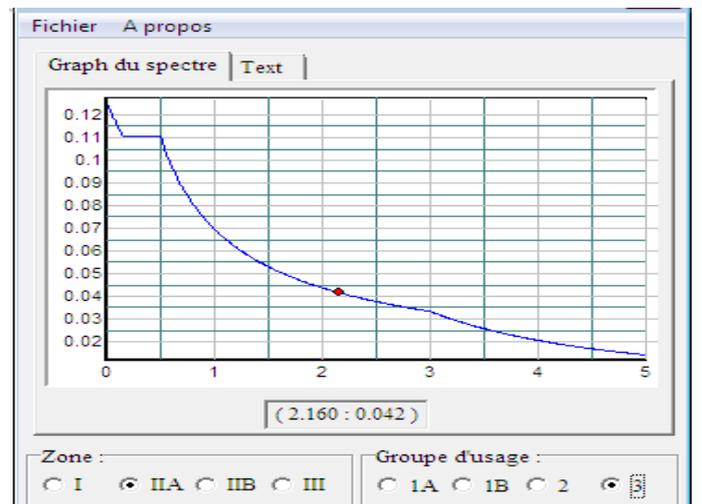
GROUPE 1A : $X''_{\max}=0.313$



GROUPE 1B : $X''_{\max}=0.250$



GROUPE 2 : $X''_{\max}=0.188$



GROUPE 3 : $X''_{\max}=0.125$

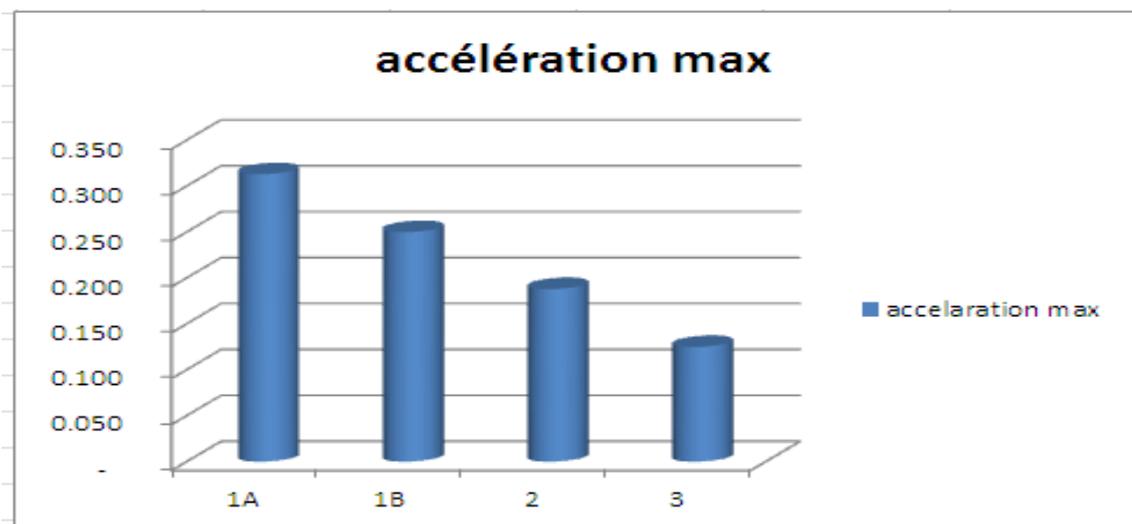
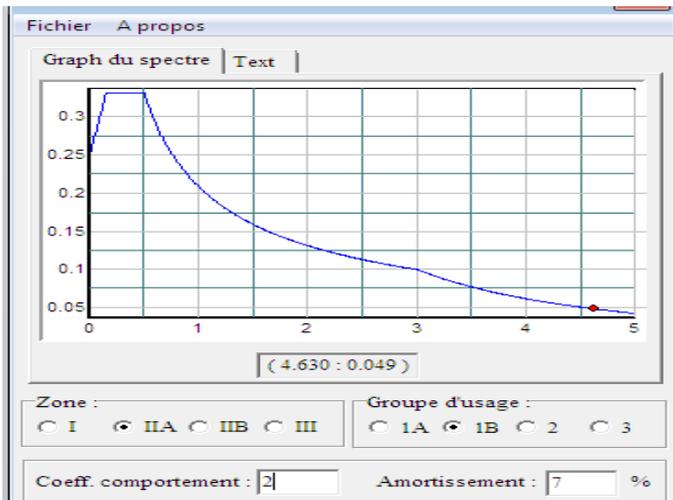
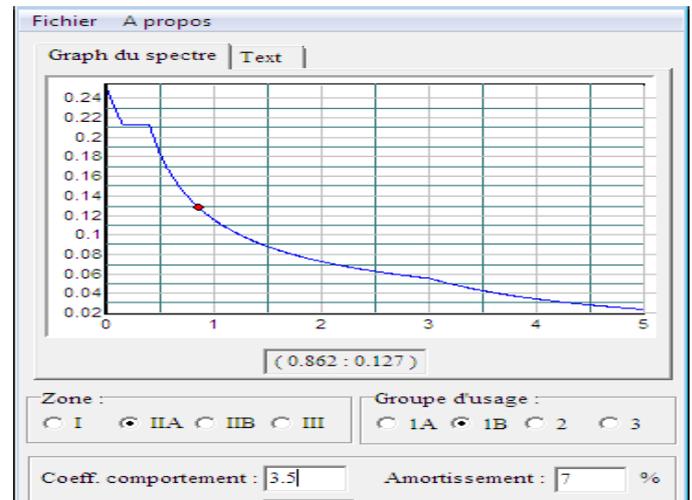


Figure IV.15 accélération max en fonction des groupes d'usage

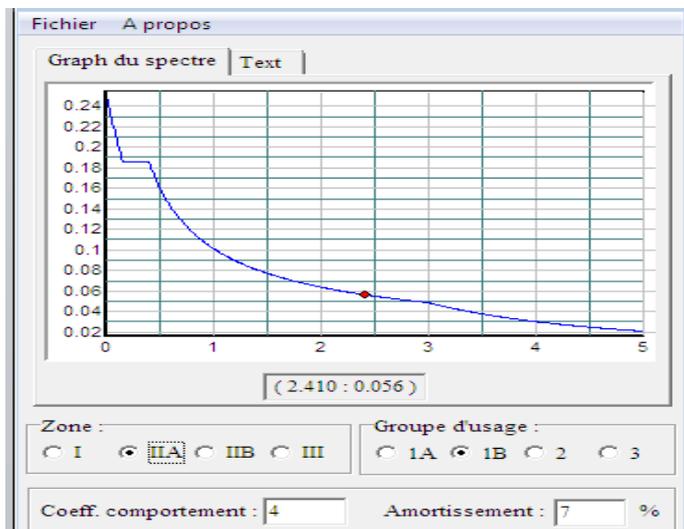
VII.1.4. Influence de Coefficient de comportement (changement de la forme du spectre)



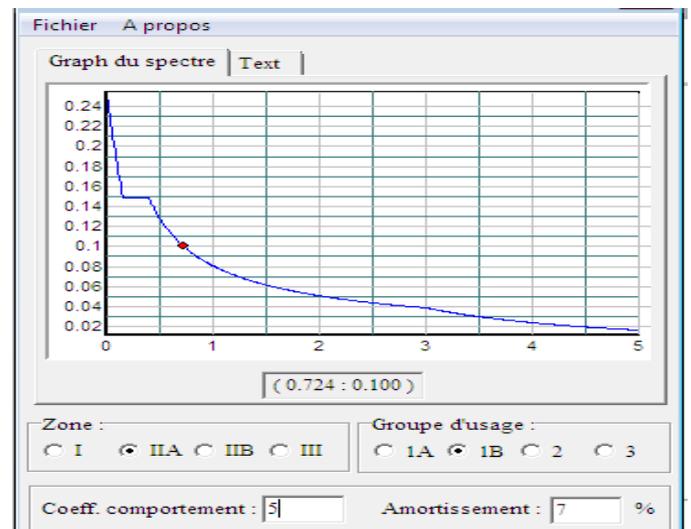
COEFF DE COMPER =2 : $X''_{\max}=0.250$



COEFF DE COMPER =3.5 : $X''_{\max}=0.250$

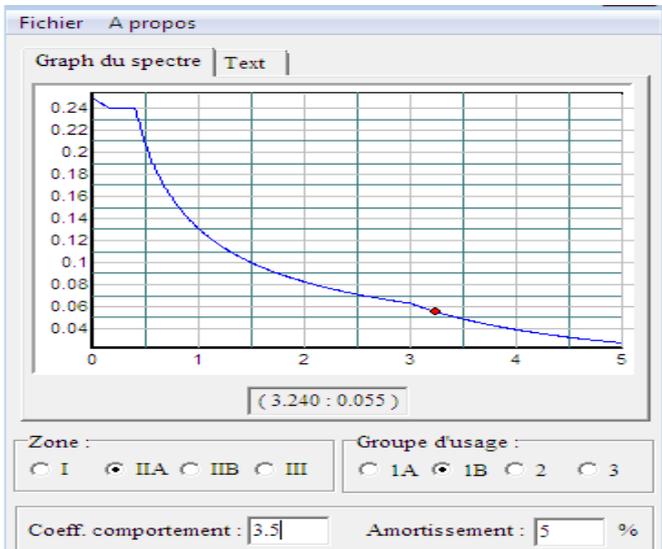


COEFF DE COMPER =4 : $X''_{\max}=0.250$

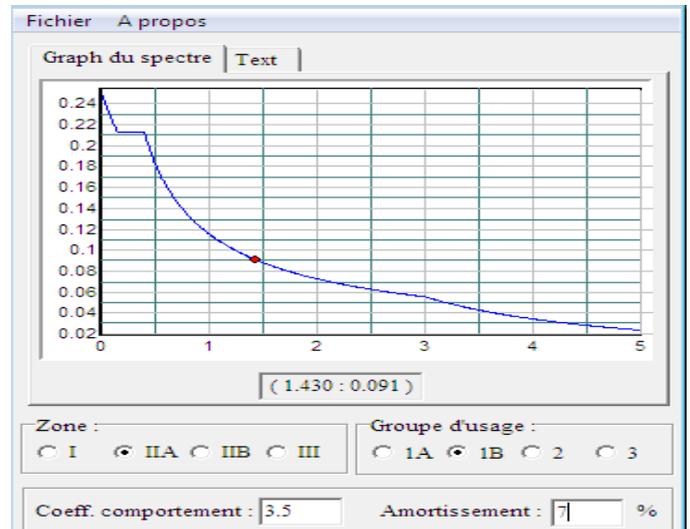


COEFF DE COMPER =5 : $X''_{\max}=0.250$

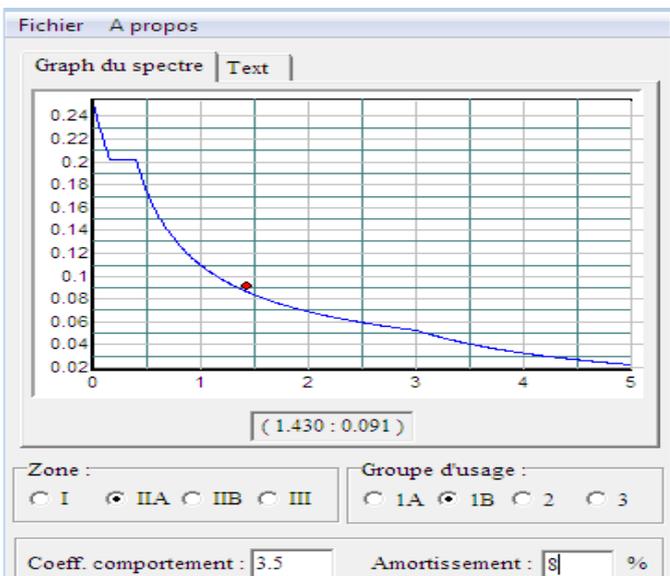
VI.1.5. Influence de Coefficient Amortissement (changement de la forme du spectre)



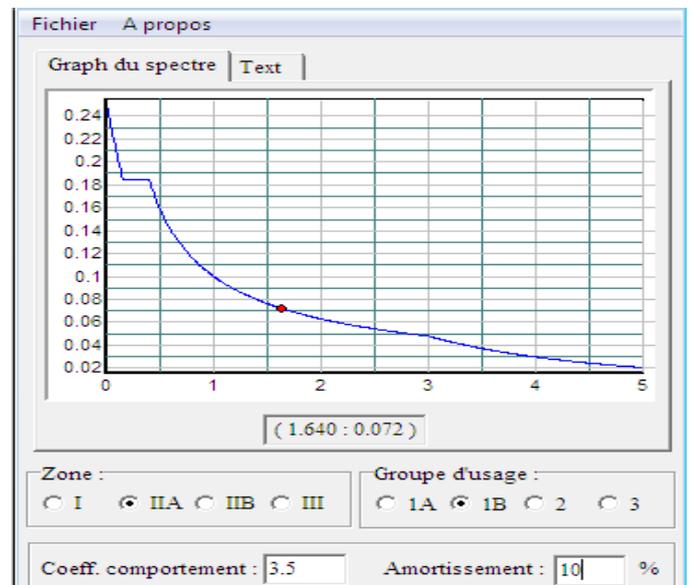
COEFF D'AMOT =5 : $X''_{max}=0.250$



COEFF D'AMOT =7 : $X''_{max}=0.250$

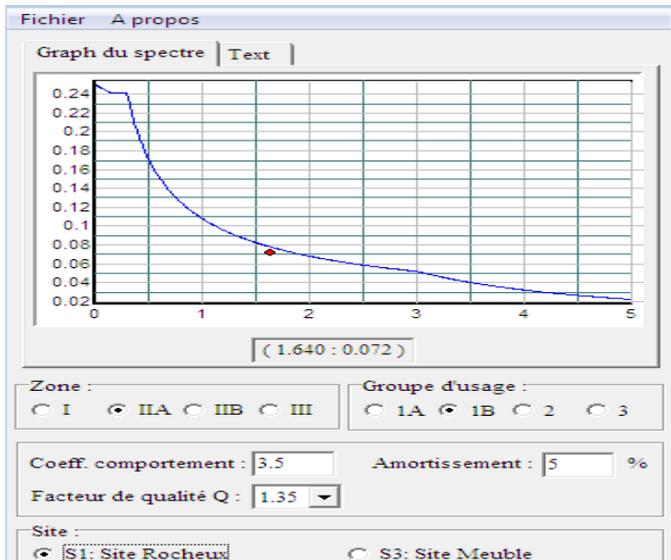


COEFF D'AMOT =8 : $X''_{max}=0.250$

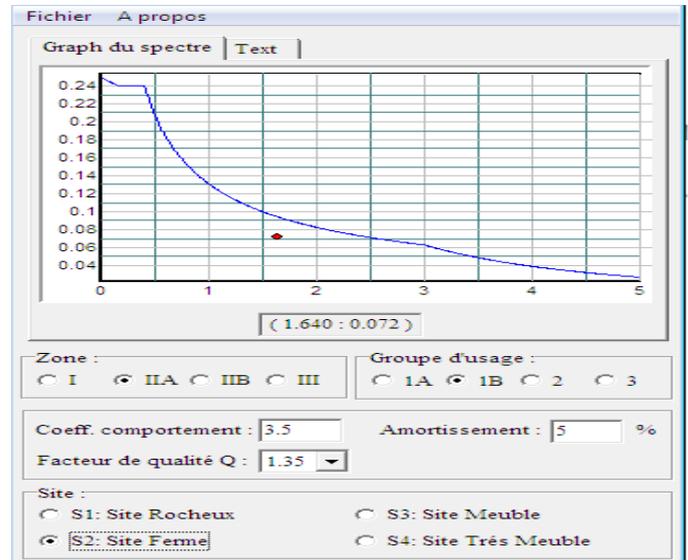


COEFF D'AMOT =10 : $X''_{max}=0.250$

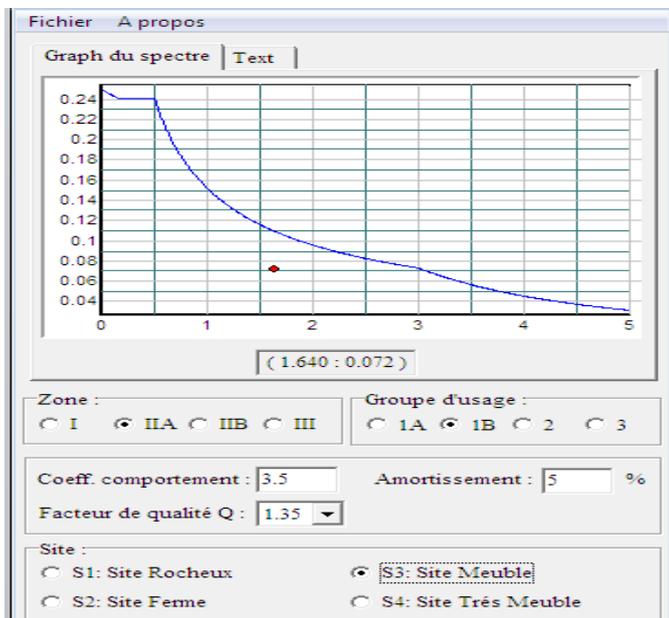
VII.1.6. nfluence de type de site de projet (changement de la forme du spectre)



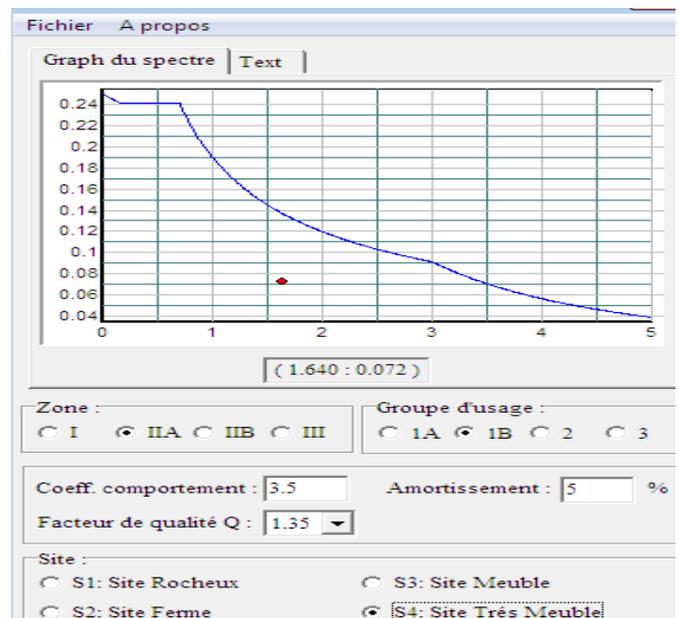
S1 SITE ROCHEUX : $X''_{\max} = 0.250$



S2 SITE FERME : $X''_{\max} = 0.250$



S3 SITE MEUBLE : $X''_{\max} = 0.250$



S4 SITE TRES MEUBLE : $X''_{\max} = 0.250$

VII.1.7. Influence de la disposition des voiles dans les structures mixtes :

L'influence de disposition des voiles de contreventements sur le comportement des structures mixtes est un fait accompli nécessite une étude paramétrique afin d'évaluer leur degré d'influence, notamment que ce paramètre est lié avec l'aspect économique, cet interaction nous va obliger d'exploiter d'une manière optimale la rigidité de la structure aux lieux de faire augmenter la quantité des voiles, car l'exploitation optimale des voiles de contreventement liée fondamentalement par leur disposition parfaite.

Cependant, dans le code parasismique algérien (RPA2003), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment.

L'objectif assigné à cette étude est de proposer aux concepteurs des structures mixtes une méthode, qui permet de rechercher la disposition optimale des voiles, en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de la disposition des voiles.

Notre travail est basé sur une conclusion d'une recherche est déjà faite, s'agit d'une mémoire de magistère sous le titre : Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments Présenté par: Mr BELKHEIR Mohammed Aghiles de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ; cette recherche arrive à mettre deux paramètre à vérifier tel que:

1. Dispose des voiles sur la périphérie de la structure de telle manière à éviter la torsion.
2. Répartir symétriquement et uniformément autant que possible les voiles sur la structure.

Néanmoins la recherche sus- cité ne mettre aucunes démarches ou procédure pour appliquer les deux paramètres dans la disposition des voiles ; ce que nous a poussé de compléter le manque de ce travail à partir de proposition **des démarches ou une procédure** à suivre afin de disposer les voiles de contreventement d'une manière vérificatif de ces deux conditions.

Pour valider notre méthode, nous avons considéré comme exemple d'application l'étude d'une structure régulière (R+7); les démarches à suivre proposées sont :

1. Etude de la structure auto-stable afin de déterminer la position de centre de rigidité **CR** par rapport le centre de masse **CM** (côté de concentration de rigidité).
2. Etude de la variante noyau centrale pour confirmer la position de centre de rigidité **CR**.
3. Chercher la disposition périphérique des voiles qui répond à tous les vérifications des articles **RPA2003** tel que:
 - ART 4-2-4 concernant l'estimation de la période fondamentale (calage de la période).
 - ART 4-3-4 concernant la participation des masses (nombre du mode considéré).
 - ART 4-3-6 concernant le résultat des forces sismique de calcul ($V_d \geq 0.8V_s$).
 - ART 5-9 concernant l'effet (P- Δ).
 - ART 5-10 concernant le déplacement relatif.
4. Répartition des voiles de la variante précédente d'une manière symétrique et uniforme autant que possible afin de répartir la rigidité.
5. Répéter la démarche de répartition des voiles jusqu'aboutir à la variante optimale.

VII.2.Remarque :

-Pour bien éclairé la condition qui exige la répartition de la rigidité pris de la mémoire de magistère ex cité, afin d'obtenir une structure a une rigidité répartie pour éviter le phénomène de : zone souple ou fragile qui va causer une déformation de la structure à partir de la création des rotules plastiques dans cette zone, en expose l'expérience suivante :

On a deux masses égales attachées en haut par des câbles tel que:

-la première mass attaché par des câbles ont des déférentes rigidités

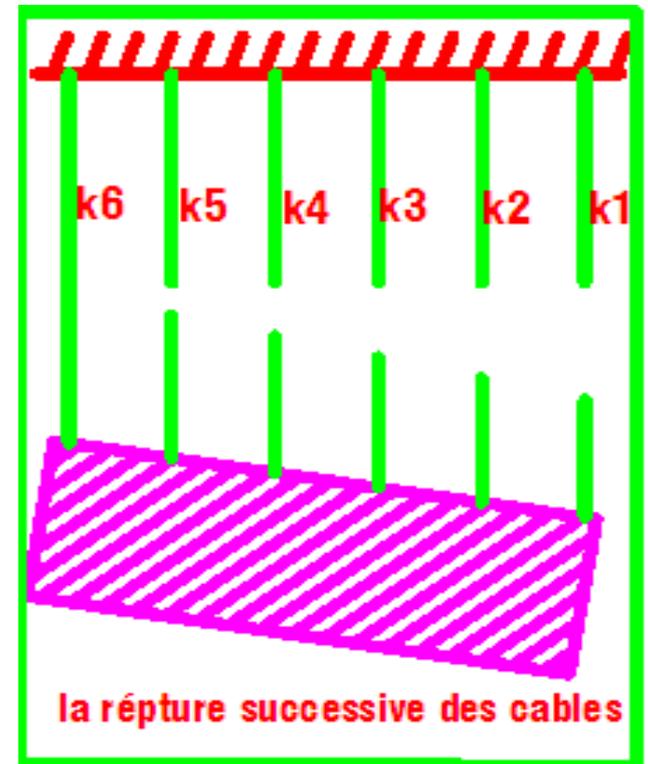
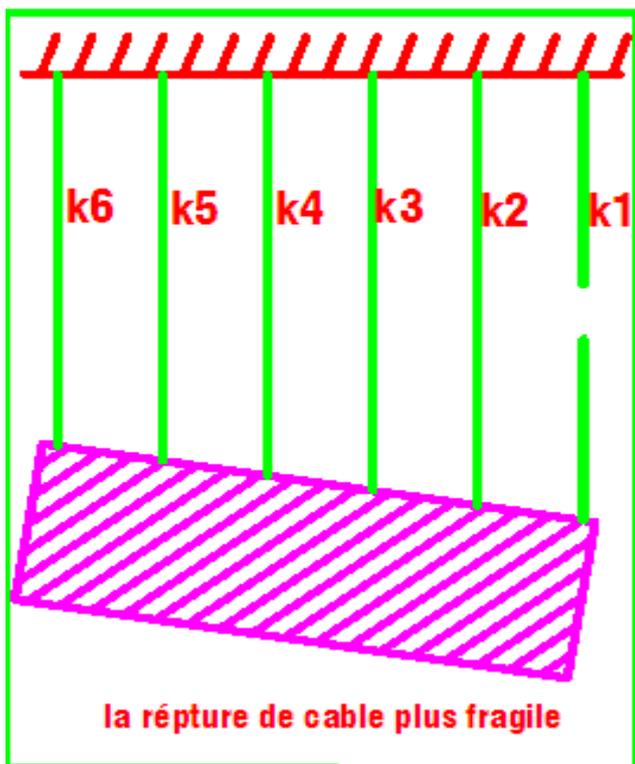
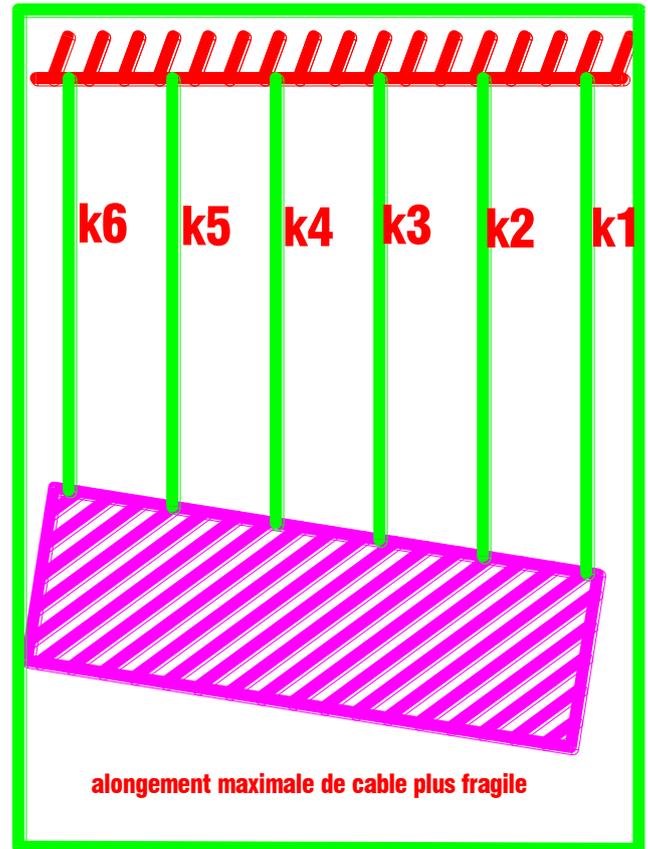
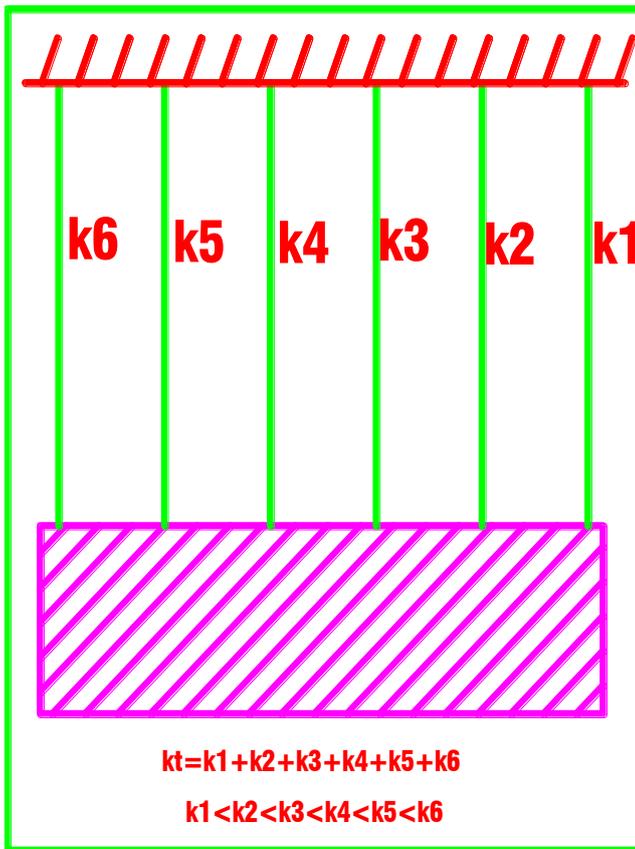
-La deuxièmes mass attachée par des câbles ont les mêmes rigidité

Notons que :

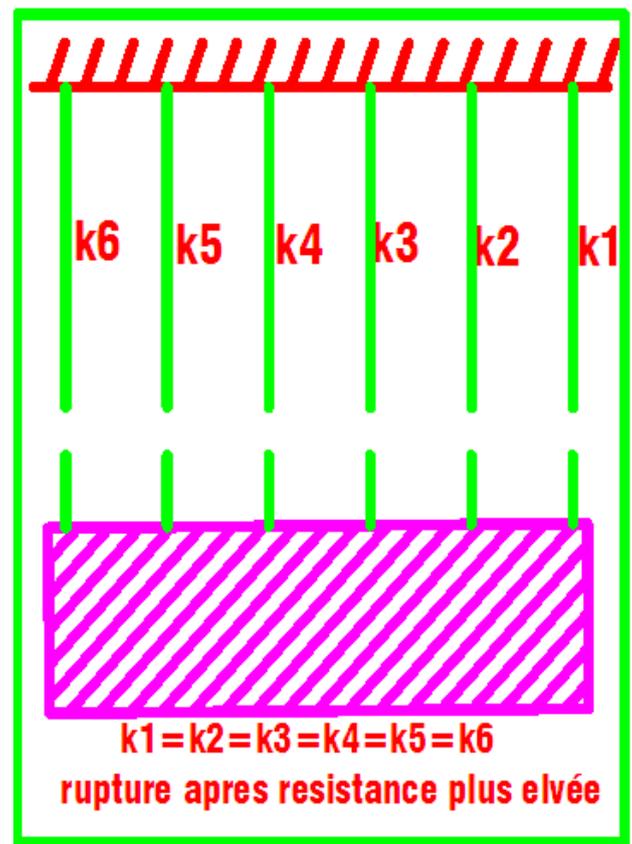
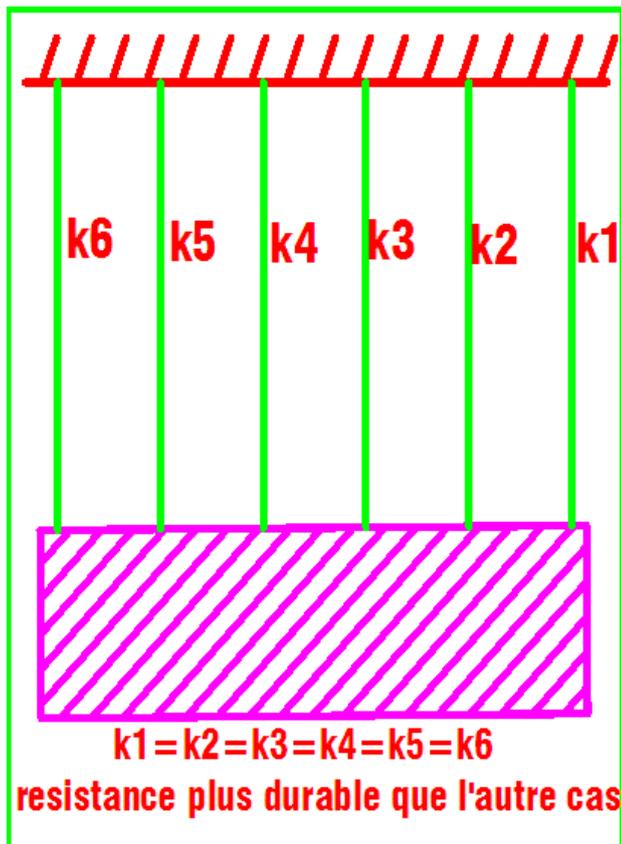
1. Dans les deux cas la rigidité globale (somme des rigidités des câbles) est la même.
2. Les charges dans tous les câbles sont égales.

VII.3.Résultat de l'expérience

VII.3.1.Etape de déformation du premier cas :



VII.3.2. Etape de déformation du deuxième cas :



En remarque :

- dans le premier cas le câble le plus souple va se couper en premier ce qui provoque la rupture successive des autres câbles.

- dans le deuxième cas les câbles sont résistants de même valeur jusqu'à la rupture qui va être après résistance plus élevée que le premier cas.

VII.3.3. Conclusion d'expérience :

La répartition de la rigidité va augmenter la résistance.

- Toutes les variantes de répartition doivent vérifier les conditions de stabilité (articles **RPA2003**).
- Le critère qui va définir la variante optimale c'est la période propre de la structure qui indique l'état d'exploitation de la rigidité ; d'où la variante optimale c'est lui qui présente une période minimale qui correspond à une rigidité maximale, car la relation entre la rigidité et la période est une relation d'inverse.

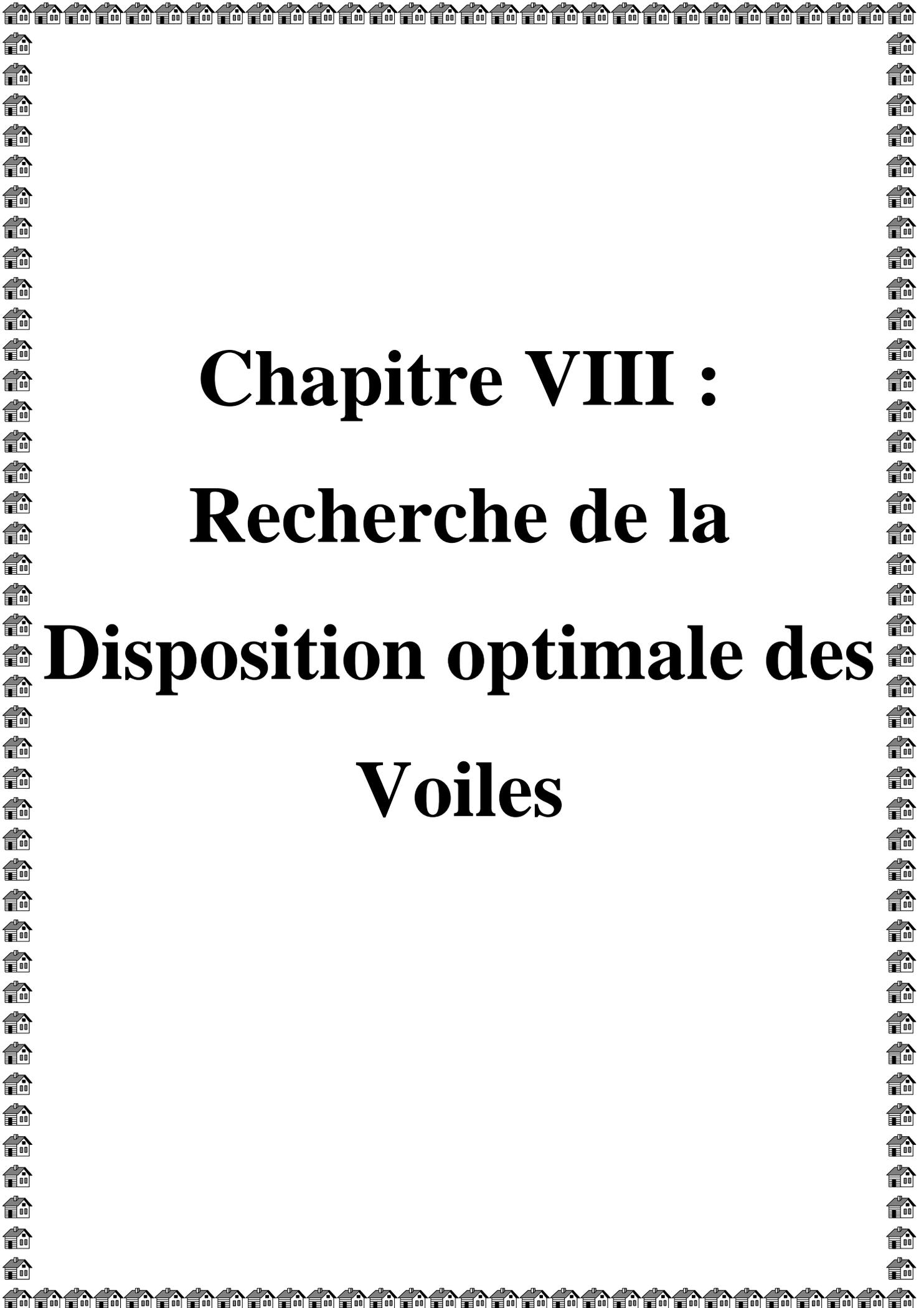
$$\frac{1}{T} = \frac{\sqrt{K}}{M}$$

- la répartition surfacique des voiles doit vérifier la condition de conservation de la rigidité de structure par raison de garder le calage de la période propre.

Exemple : un voile de deux mètres linéaire (02ml) est équivalent de deux voiles de 1.587ml

$$I(2ml) = \frac{0.2 * 2 * 2 * 2}{12} = 0.13cm^4 \text{ et } I(1.587ml) = \frac{0.2 * 1.587 * 1.587 * 1.587}{12} = 0.0666cm^4$$

$$0.0666 * 2 = 0.13 \text{ Donc : } I(2ml) = 2I(1.587ml)$$



Chapitre VIII :
Recherche de la
Disposition optimale des
Voiles

VIII.1.Introduction :

VIII.1.1.Description générale :

Le projet consiste à la réalisation d'une structure on Mixte portiques/voiles avec interaction (STRUCTURE MIXTE).

La bâtisse à Theniet el had, wilaya de Tissemsilt, dans une région de moyenne sismicité qualifiée par le R.P.A 2003 en zone IIa.

La structure étudiée est un bâtiment en (**R+07**) à usage d'habitation, la hauteur RDC et étage est de 3.24m, les dimensions en plan sont de (**28,20m x 19,55m**).

L'implantation de bâtiment sur un sol Ferme de classe (**S2**), situé dans une zone à moyenne sismicité (**Zone IIa**), le groupe d'usage selon le RPA 2003 est de classe 2, ce qui permet de fixer l'accélération de zone à 0.15g.

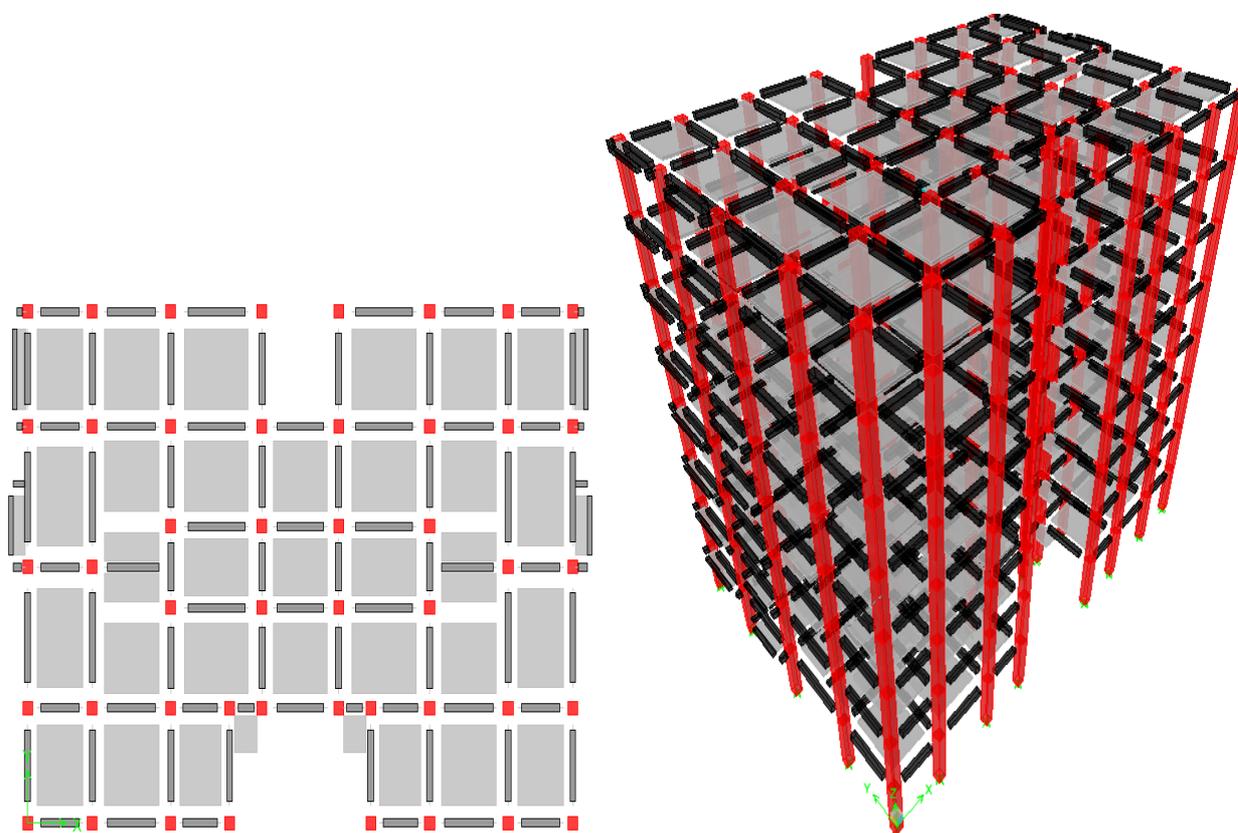


Figure VIII.1 : Géométrie en plan et en élévation de la structure

VIII.1.2. Caractéristique géométrique:

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VIII.1 : caractéristiques géométriques du bâtiment

Caractéristique géométrique	H(m)	L(m)
- Longueur totale	-	28.20
- Largeur totale	-	19,55
- RDC	3.24	-
- L'acrotère	0.60	-
- Etage courant	3.24	-
Poutre principale	40	30
Poutre secondaire	30	30
Poteaux	50	50
voile sens X	e=20 cm	
voile sens Y		

VIII.1.3. vérification vis-à-vis articles RPA :

Art 4.2.4 RPA 2003: Période dynamique doit être inférieure au période statique majoré en 30 % $T_{dyn} \leq 1.3 T_{stat}$

Art 4.3.4 RPA 2003 : le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins 90 % de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Art 4.3.6 RPA 2003 : la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Art 5.9 RPA 2003 : Vérification si les effets ($P-\Delta$) sont négligeables

$$(\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10)$$

Art 5.10 RPA 2003 : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

VIII.1.4. Démarche de recherche de la variante optimal :

Notre travail consiste de proposer une procédure de détermination d'une variante optimale des voiles de contreventement afin d'exploiter parfaitement leurs rigidités, et comme nous avons déjà expliqué précédemment les démarches de recherche de la variante optimale sont comme suit :

1. Etude de la structure auto-stable afin de déterminer la position de centre de rigidité CR par rapport le centre de masse CM (côté de concentration de rigidité).
2. Etude de la variante noyau centrale pour confirmer la position de centre de rigidité **CR**.
3. Chercher la disposition périphérique des voiles qui répond à tous les vérifications des articles **RPA2003** tel que:
 - ART 4-2-4 concernant l'estimation de la période fondamentale (calage de la période).
 - ART 4-3-4 concernant la participation des masses (nombre du mode considéré).
 - ART 4-3-6 concernant le résultat des forces sismique de calcul ($V_d \geq 0.8V_s$).
 - ART 5-9 concernant l'effet ($P-\Delta$).
 - ART 5-10 concernant le déplacement relatif.
4. Répartition des voiles de la variante précédente d'une manière symétrique et uniforme autant que possible afin de répartir la rigidité.
5. Répéter la démarche de répartition des voiles jusqu'à aboutir à la variante optimale.

Remarque :

- Toutes les variantes de répartition doivent vérifier les conditions de stabilités (articles **RPA2003**).

VIII.2. Etude des variantes :

VIII.2.1. Etude de la structure Auto-stable :

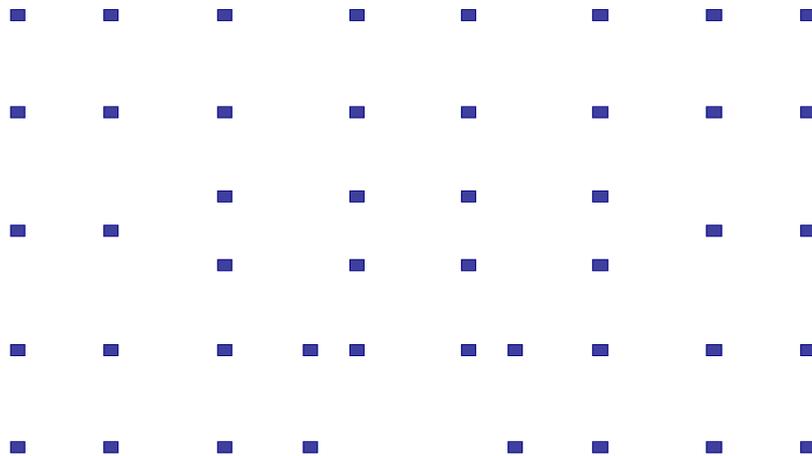
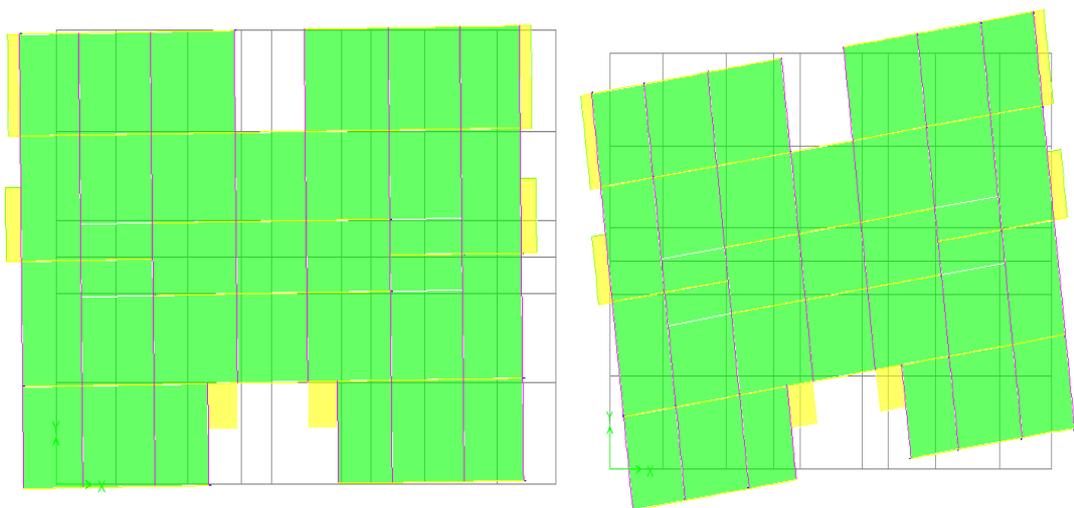
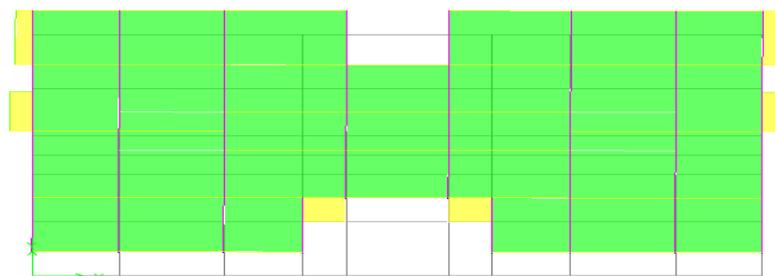


Figure VIII.1 : Configuration en plan de la structure Auto-stable



Mode1

Mode2



Mode3

Figure VIII.2 mode de déformation de la structure Auto-stable

vérification vis-à-vis articles RPA :

Art 4.2.4 RPA 2003 : concernant l'estimation de la période fondamentale (calage de la période).

Tableau VIII.2: calage de la période

Mode	Période dynamique [sec]	Vérification Art 4.2.4 RPA 2003	R _Z Déplacement
1	1,42	Td>1.3T stat =0.806 s...Condition non vérifiée	0,42<5 translation
2	1,21	Td>1.3T stat =0.806 s ...Condition non vérifiée	79,23>5 torsion
3	1,09	Td>1.3T stat =0.806 s ...Condition non vérifiée	0,01<5 translation

Art 4.3.4 RPA 2003 concernant la participation des masses (nombre du mode considéré).

Tableau VIII.3: Modes propres de la structure.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,42	78,06	0,00
2	1,21	78,42	0,00
3	1,09	78,42	80,04
4	0,44	89,11	80,04
5	0,38	89,22	80,04
6	0,35	89,22	90,43
7	0,23	93,65	90,43
8	0,21	93,75	90,43
9	0,19	93,75	94,51
10	0,15	96,29	94,51
11	0,13	96,38	94,51
12	0,13	96,38	96,85

Direction xx : 07modes (93,65% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 06modes (90,43% de la masse sismique de la structure)

Art 4.3.6 RPA 2003:

Tableau VIII.4 Efforts tranchant à la base.

Niveau	V _X	V _Y	0.8V _{statique}	Vérification sens X	Vérification sens Y
RDC	2061.24	2495.87	23249,65	CV	CV

Art 5.9 RPA 2003 (Effets P-Δ): $\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$

Tableau VIII.5: Vérification des effets P-Δ.

Niveau	PK	VX	VY	θ_x	θ_y	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	4701,72	472,16	517,99	0,03	0,01	CV	CV
6	10626,13	472,16	517,99	0,09	0,05	CV	CV
5	16560,31	878,78	1013,13	0,09	0,05	CV	CV
4	22402,60	873,98	1007,13	0,17	0,10	NV	CV
3	28336,78	1188,25	1408,84	0,17	0,10	NV	CV
2	34270,95	1184,42	1403,95	0,22	0,13	NV	NV
1	40205,13	1435,54	1729,45	0,20	0,12	NV	NV
RDC	46139,30	1432,41	1725,45	0,12	0,08	NV	CV

Art 5.10 RPA 2003 :

Tableau VIII.6: Déplacements inter-étages

Niveau	δ_x (m)	δ_y (m)	Δx (m)	Δy (m)	1%h	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	0,14	0,10	0,01	0,01	0,03	CV	CV
6	0,13	0,09	0,01	0,01	0,03	CV	CV
5	0,12	0,09	0,02	0,01	0,03	CV	CV
4	0,10	0,07	0,02	0,01	0,03	CV	CV
3	0,08	0,06	0,02	0,02	0,03	CV	CV
2	0,06	0,04	0,02	0,02	0,03	CV	CV
1	0,03	0,03	0,02	0,02	0,03	CV	CV
RDC	0,01	0,01	0,01	0,01	0,03	CV	CV

VIII.2.2. Etude de la variante 1:

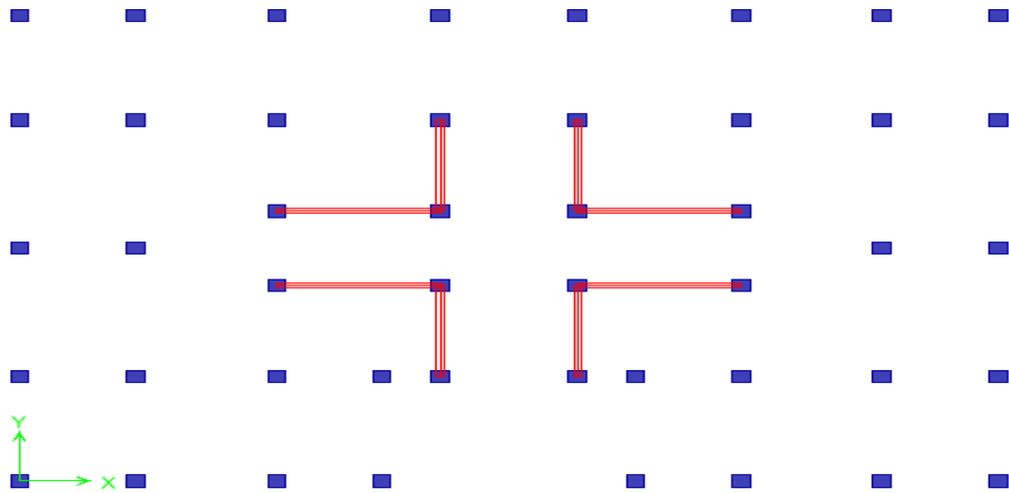
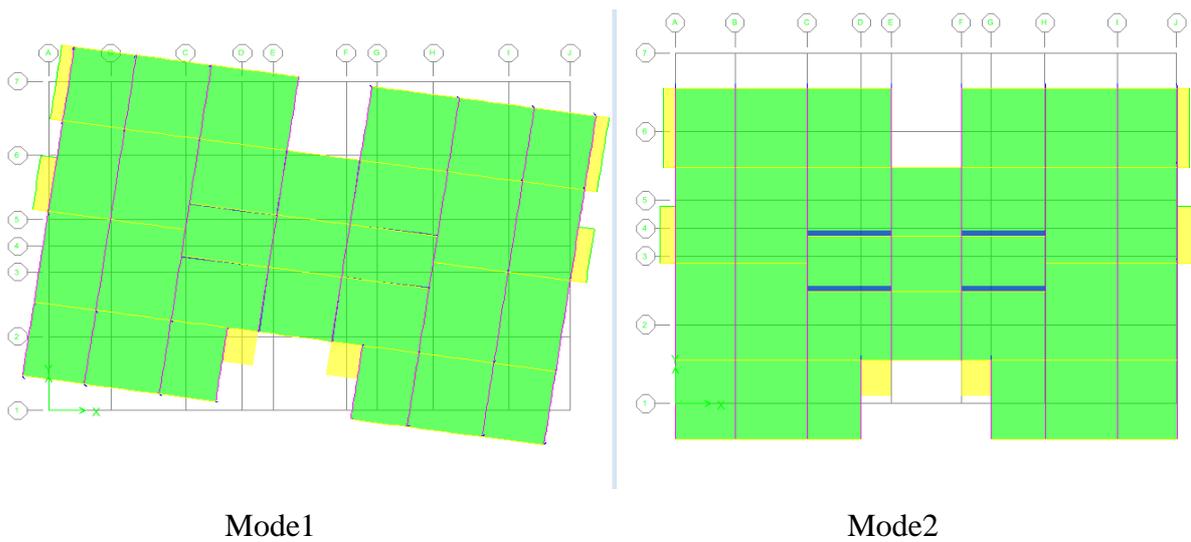
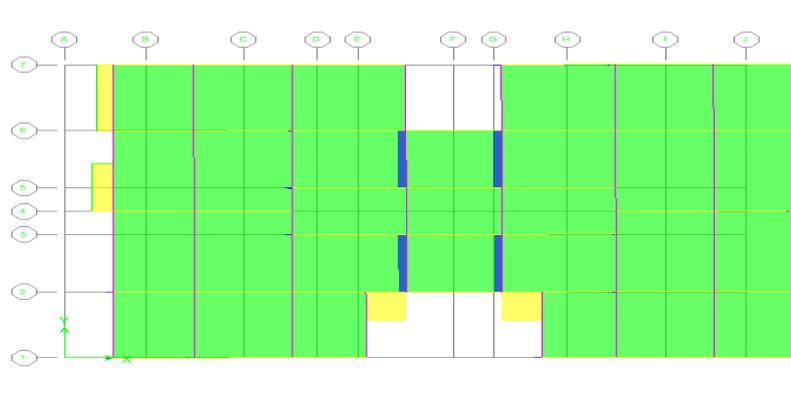


Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 1



Mode1

Mode2



Mode3

Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 1

Vérification vis-à-vis articles RPA :

Art 4.2.4 RPA 2003 : concernant l'estimation de la période fondamentale (calage de la période).

Tableau VIII.7: calage de la période

Mode	Période dynamique [sec]	Verification Art 4.2.4 RPA 2003	R _Z Déplacement
1	1,02	Td>1.3T stat =0.806 s...Condition non vérifiée	76,45 >5 torsion
2	0,59	Td<1.3T stat =0.806 s ...Condition vérifiée	00 <5 translation
3	0,54	Td<1.3T stat =0.806 s ...Condition vérifiée	00 <5 translation

Art 4.3.4 RPA 2003 concernant la participation des masses (nombre du mode considéré).

Tableau VIII.8: Modes propres de la structure.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,02	0,002	0,000
2	0,59	0,004	69,550
3	0,54	68,490	69,552
4	0,30	68,490	69,552
5	0,16	68,491	69,552
6	0,14	68,491	88,572
7	0,12	88,986	88,573
8	0,10	88,986	88,573
9	0,07	88,987	88,573
10	0,06	88,987	94,735
11	0,06	88,988	94,735
12	0,06	95,084	94,735

Direction xx : 12modes (95,08% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 10modes (94,73% de la masse sismique de la structure)

Art 4.3.6 RPA 2003:

Tableau VIII.9 Efforts tranchant à la base.

Niveau	V _X	V _Y	0.8v _{statique}	Vérification sens X	Vérification sens Y
RDC	3884,82	3674,72	2322,80	CV	CV

Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ): $\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$

Tableau VIII.10: Vérification des effets P- Δ .

Niveau	PK	VX	VY	θ_x	θ_y	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	4711,42025	939,66	879,21	0,01052313	0,01124665	CV	CV
6	10655,2247	873,95	817,55	0,02558821	0,02896248	CV	CV
5	16608,795	1762,86	1654,25	0,01977353	0,02355079	CV	CV
4	22562,3653	1709,21	1603,31	0,02607499	0,03127192	CV	CV
3	28515,9356	2349,65	2217,92	0,02247453	0,02698396	CV	CV
2	34469,5059	2308,87	2178,35	0,02396039	0,0293031	CV	CV
1	40423,0762	2822,47	2678,62	0,0159132	0,02049396	CV	CV
RDC	46376,6465	2788,76	2645,9	0,01026534	0,01298351	CV	CV

Art 5.10 RPA 2003 :

Tableau VIII.11: Déplacements inter-étages

Niveau	$\delta_x(m)$	$\delta_y(m)$	$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$	1%h	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	0,0436	0,0484	0,0068	0,0068	0,0324	CV	CV
6	0,0368	0,0416	0,0068	0,0072	0,0324	CV	CV
5	0,03	0,0344	0,0068	0,0076	0,0324	CV	CV
4	0,0232	0,0268	0,0064	0,0072	0,0324	CV	CV
3	0,0168	0,0196	0,006	0,0068	0,0324	CV	CV
2	0,0108	0,0128	0,0052	0,006	0,0324	CV	CV
1	0,0056	0,0068	0,0036	0,0044	0,0324	CV	CV
RDC	0,002	0,0024	0,002	0,0024	0,0324	CV	CV

VIII.2.3. Etude de la variante 2:

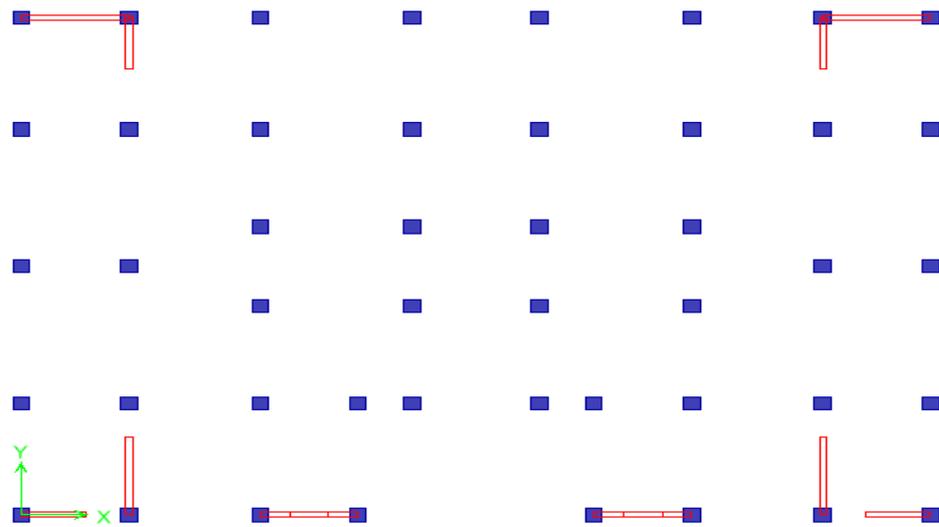
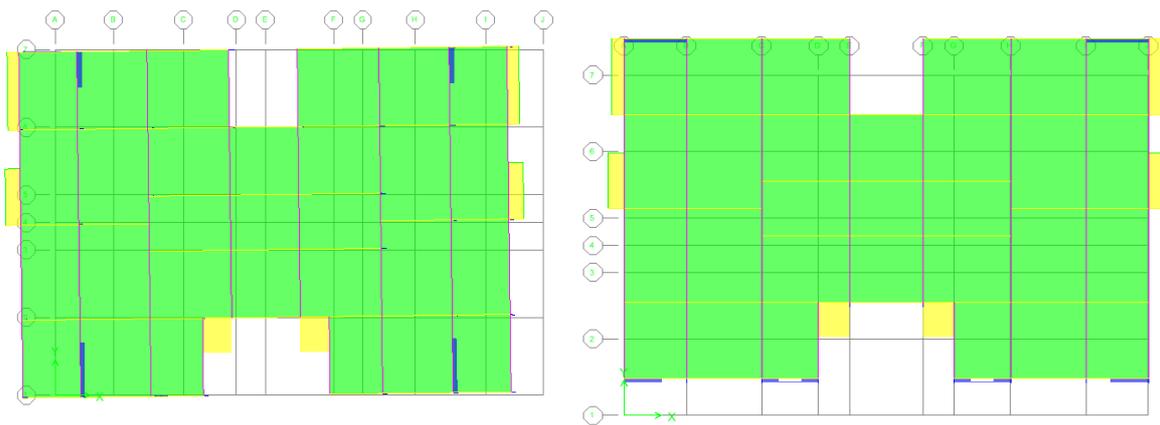
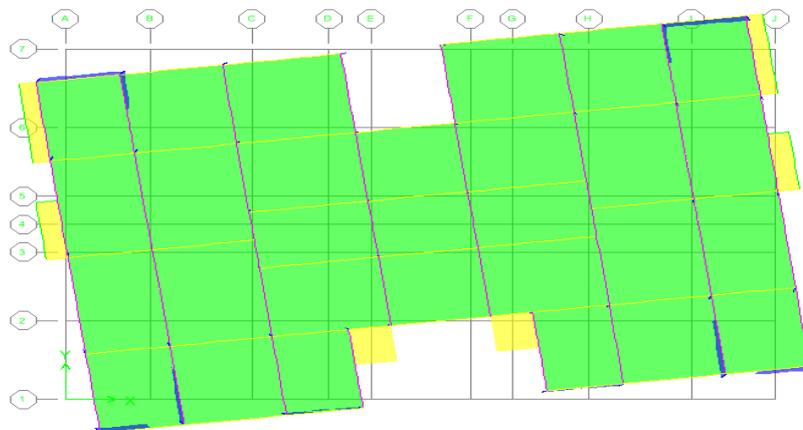


Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 2



Mode1

Mode2



Mode3

Figure VIII.2 mode de déformation de la variante2

Vérification vis-à-vis articles RPA :

Art 4.2.4 RPA 2003 : concernant l'estimation de la période fondamentale (calage de la période).

Tableau VIII.12: calage de la période

Mode	Période dynamique [sec]	Verification Art 4.2.4 RPA 2003	R _Z Déplacement
1	0,797	Td<1.3T stat =0.806 s... Condition vérifiée	00<5 translation
2	0,788	Td<1.3T stat =0.806 s... Condition vérifiée	0,23<5 translation
3	0,725	Td<1.3T stat =0.806 s... Condition vérifiée	69,70>5 torsion

Art 4.3.4 RPA 2003 concernant la participation des masses (nombre du mode considéré).

Tableau VIII.13: Modes propres de la structure.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,797	0,003	73,445
2	0,788	68,553	73,448
3	0,725	68,847	73,448
4	0,221	68,847	87,926
5	0,182	82,910	87,926
6	0,173	87,799	87,926
7	0,105	87,799	93,664
8	0,081	91,875	93,664
9	0,076	94,249	93,664
10	0,064	94,249	96,664
11	0,050	96,389	96,664
12	0,046	97,155	96,664

Direction xx : 08modes (91,87% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 07modes (93,66% de la masse sismique de la structure)

Art 4.3.6 RPA 2003:

Tableau VIII.14 Efforts tranchant à la base.

Niveau	V _X	V _Y	0.8v _{statique}	Vérification sens X	Vérification sens Y
RDC	3013,24	3063,92	365009,84	CV	CV

Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ): $\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$

Tableau VIII.15: Vérification des effets P- Δ .

Niveau	PK	VX	VY	θ_x	θ_y	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	5971,35	759,22	721,20	0,03	0,02	CV	CV
6	11942,69	721,49	684,77	0,06	0,05	CV	CV
5	17914,04	1367,88	1333,66	0,05	0,04	CV	CV
4	23885,38	1336,63	1300,80	0,06	0,06	CV	CV
3	29856,73	1806,85	1810,61	0,05	0,05	CV	CV
2	35828,07	1782,56	1783,87	0,05	0,06	CV	CV
1	41789,65	2157,76	2196,49	0,04	0,05	CV	CV
RDC	46509,86	2137,95	2174,85	0,02	0,03	CV	CV

Art 5.10 RPA 2003 :

Tableau VIII.16: Déplacements inter-étages

Niveau	$\delta_x(m)$	$\delta_y(m)$	$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$	1%h	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	0,07	0,07	0,01	0,01	0,03	CV	CV
6	0,06	0,06	0,01	0,01	0,03	CV	CV
5	0,05	0,05	0,01	0,01	0,03	CV	CV
4	0,04	0,04	0,01	0,01	0,03	CV	CV
3	0,03	0,03	0,01	0,01	0,03	CV	CV
2	0,02	0,02	0,01	0,01	0,03	CV	CV
1	0,01	0,01	0,01	0,01	0,03	CV	CV
RDC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	CV	CV

VIII.2.4. Etude de la variante 3:

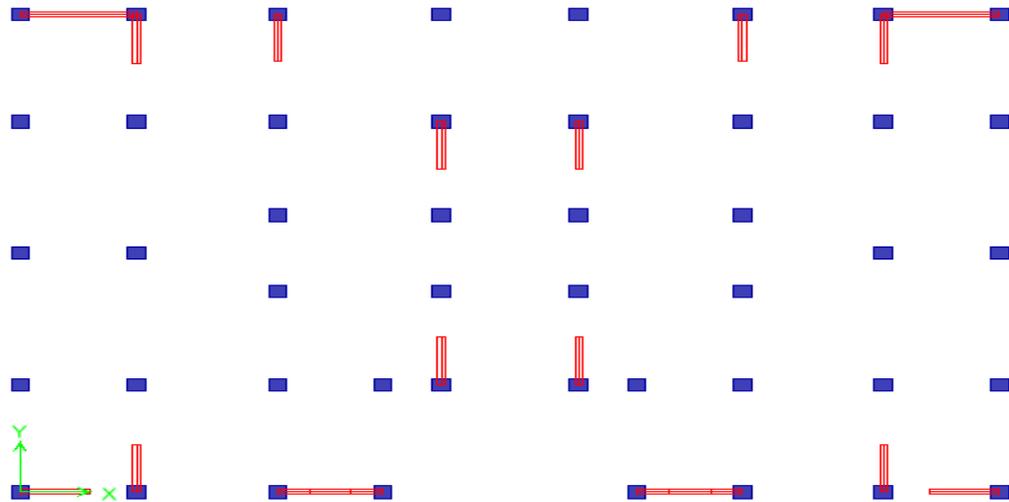
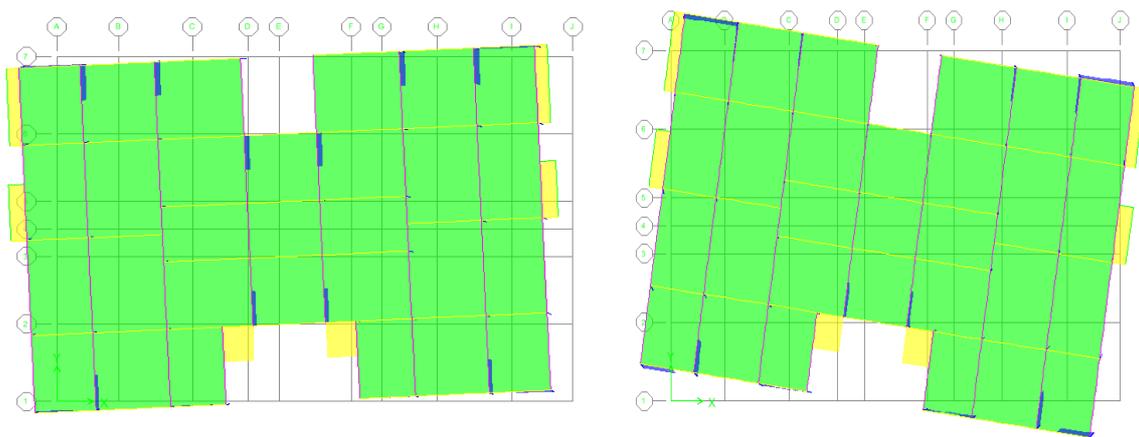
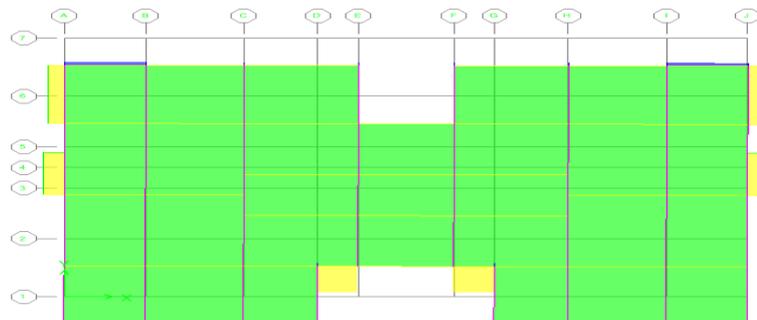


Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 3



Mode1

Mode2



Mode3

Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 3

Vérification vis-à-vis articles RPA :

Art 4.2.4 RPA 2003 : concernant l'estimation de la période fondamentale (calage de la période).

Tableau VII.17: calage de la période

Mode	Période dynamique [sec]	Verification Art 4.2.4 RPA 2003	R _z Déplacement
1	0,797	Td>1.3T stat =0.806 s...Condition vérifiée	3.20<5 translation
2	0,750	Td>1.3T stat =0.806 s...Condition vérifiée	64,55>5 torsion
3	0,731	Td>1.3T stat =0.806 s...Condition vérifiée	9,01<5 translation

Art 4.3.4 RPA 2003 concernant la participation des masses (nombre du mode considéré).

Tableau VIII.18: Modes propres de la structure.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,797	62,7324	0,0005
2	0,750	68,7874	0,0126
3	0,731	68,7876	72,9856
4	0,201	68,7877	87,4124
5	0,187	71,531	87,4125
6	0,180	87,7026	87,4127
7	0,094	87,7026	93,1498
8	0,084	89,1224	93,1499
9	0,079	94,1392	93,1499
10	0,056	94,1392	96,2414
11	0,051	95,2617	96,2414
12	0,048	97,0402	96,2414

Direction xx : 09modes (94,13% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 07modes (93,14% de la masse sismique de la structure)

Art 4.3.6 RPA 2003:

Tableau VIII.19 Efforts tranchant à la base.

Niveau	V _X	V _Y	0.8V _{statique}	Vérification sens X	Vérification sens Y
RDC	2856.38	3043.84	18574.57	CV	CV

Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ): $\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$

Tableau VIII.20: Vérification des effets P- Δ .

Niveau	PK	VX	VY	θ_x	θ_y	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	4725,88	773,62	771,80	0,02	0,01	CV	CV
6	10698,80	722,09	719,61	0,05	0,03	CV	CV
5	16681,48	1384,85	1427,99	0,04	0,03	CV	CV
4	22664,17	1345,24	1382,76	0,06	0,05	CV	CV
3	28646,85	1821,95	1949,45	0,05	0,04	CV	CV
2	34629,54	1791,27	1912,32	0,05	0,05	CV	CV
1	40612,22	2172,05	2371,71	0,04	0,04	CV	CV
RDC	46594,91	2146,90	2341,77	0,02	0,02	CV	CV

Art 5.10 RPA 2003 :

Tableau VIII.21: Déplacements inter-étages

Niveau	$\delta_x(m)$	$\delta_y(m)$	$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$	1%h	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	0,0716	0,062	0,0108	0,0068	0,0324	CV	CV
6	0,0608	0,0552	0,0108	0,0076	0,0324	CV	CV
5	0,05	0,0476	0,0112	0,0088	0,0324	CV	CV
4	0,0388	0,0388	0,0108	0,0096	0,0324	CV	CV
3	0,028	0,0292	0,01	0,0096	0,0324	CV	CV
2	0,018	0,0196	0,0088	0,0088	0,0324	CV	CV
1	0,0092	0,0108	0,0064	0,0072	0,0324	CV	CV
RDC	0,0028	0,0036	0,0028	0,0036	0,0324	CV	CV

VIII.2.5. Etude de la variante 4:

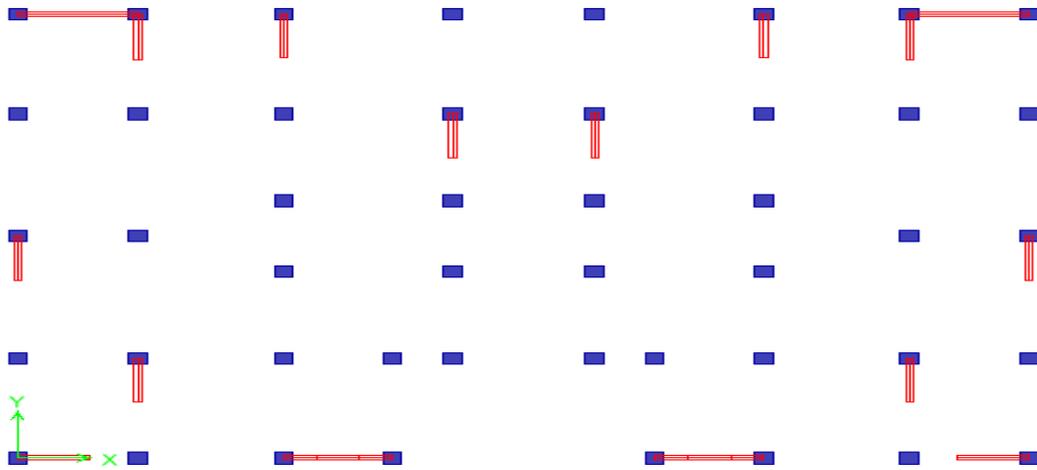
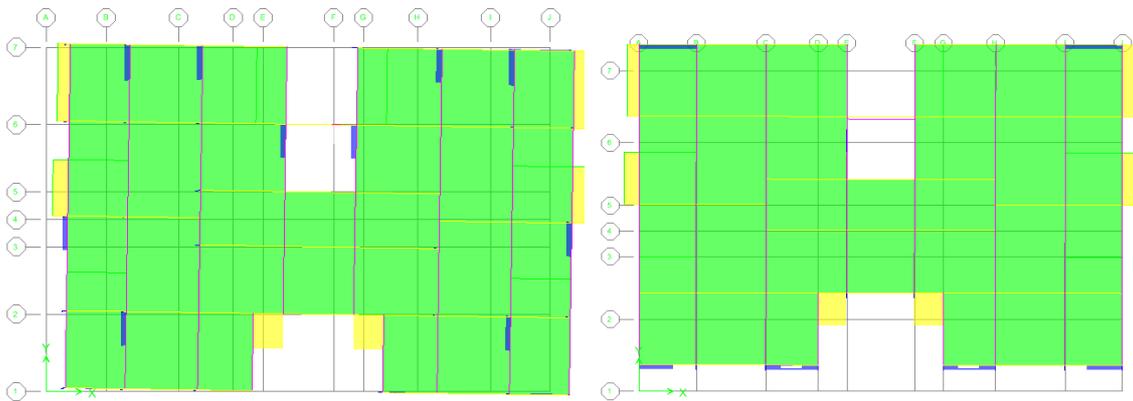
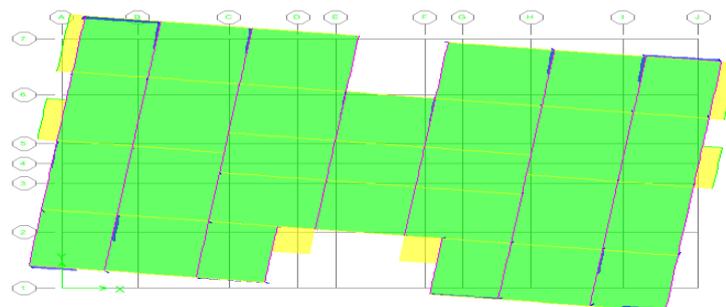


Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 4



Mode1

Mode2



Mode3

Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 4

Vérification vis-à-vis articles RPA :

Art 4.2.4 RPA 2003 : concernant l'estimation de la période fondamentale (calage de la période).

Tableau VIII.22: calage de la période

Mode	Périodedynamique [sec]	Verification Art 4.2.4 RPA 2003	Rz Déplacement
1	0,799	Td<1.3T stat =0.806 s...Condition vérifiée	1,21<5 translation
2	0,741	Td<1.3T stat =0.806 s...Condition vérifiée	0,00<5 translation
3	0,711	Td<1.3T stat =0.806 s...Condition vérifiée	69,03>5 torsion

Art 4.3.4 RPA 2003 concernant la participation des masses (nombre du mode considéré).

Tableau VIII.23: Modes propres de la structure.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,799	67,3601	0,0003
2	0,741	67,3608	72,8711
3	0,711	68,696	72,8768
4	0,203	68,6962	87,3519
5	0,182	86,3505	87,352
6	0,175	87,6894	87,3521
7	0,095	87,6894	93,1227
8	0,081	92,6417	93,1227
9	0,077	94,1353	93,1227
10	0,056	94,1353	96,2278
11	0,050	96,6676	96,2278
12	0,046	97,039	96,2278

Direction xx : 08modes (92,64% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 07modes (93,12% de la masse sismique de la structure)

Art 4.3.6 RPA 2003:

Tableau VIII.24 Efforts tranchant à la base.

Niveau	V _X	V _Y	0.8v _{statique}	Vérification sens X	Vérification sens Y
RDC	3042,95	3247,33	23432,57	CV	CV

Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ): $\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$

Tableau VIII.25: Vérification des effets P- Δ .

Niveau	PK	VX	VY	θ_x	θ_y	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	4725,88	776,16	767,54	0,02	0,01	CV	CV
6	10698,80	724,60	715,80	0,05	0,04	CV	CV
5	16681,48	1385,77	1415,95	0,04	0,03	CV	CV
4	22664,17	1346,19	1371,34	0,06	0,05	NV	CV
3	28646,85	1820,70	1929,73	0,05	0,04	NV	CV
2	34629,54	1790,04	1893,17	0,05	0,05	NV	NV
1	40612,22	2169,00	2345,39	0,04	0,04	NV	NV
RDC	46594,91	2143,87	2315,90	0,02	0,02	NV	CV

Art 5.10 RPA 2003 :

Tableau VIII.26: Déplacements inter-étages

Niveau	$\delta_x(m)$	$\delta_y(m)$	$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$	1%h	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	0,07	0,06	0,01	0,01	0,03	CV	CV
6	0,06	0,06	0,01	0,01	0,03	CV	CV
5	0,05	0,05	0,01	0,01	0,03	CV	CV
4	0,04	0,04	0,01	0,01	0,03	CV	CV
3	0,03	0,03	0,01	0,01	0,03	CV	CV
2	0,02	0,02	0,01	0,01	0,03	CV	CV
1	0,01	0,01	0,01	0,01	0,03	CV	CV
RDC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	CV	CV

VIII 2.6. Etude de la variante 5:

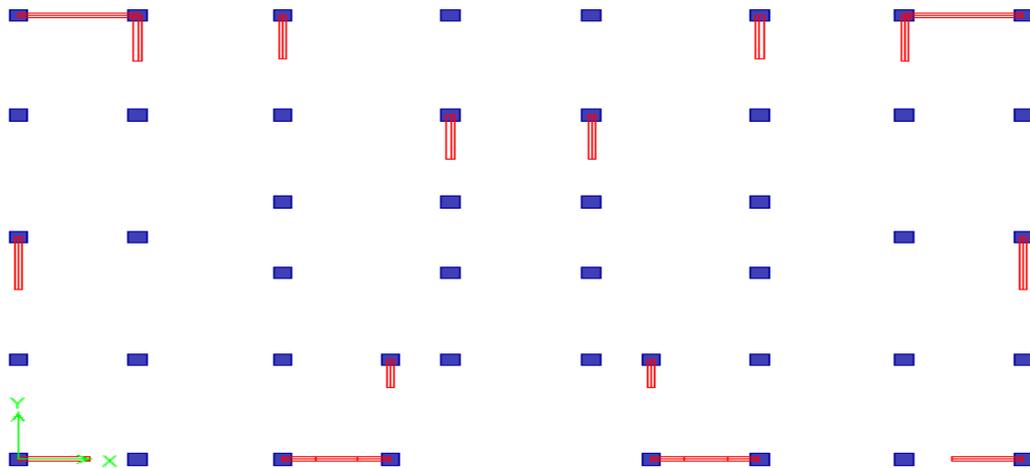
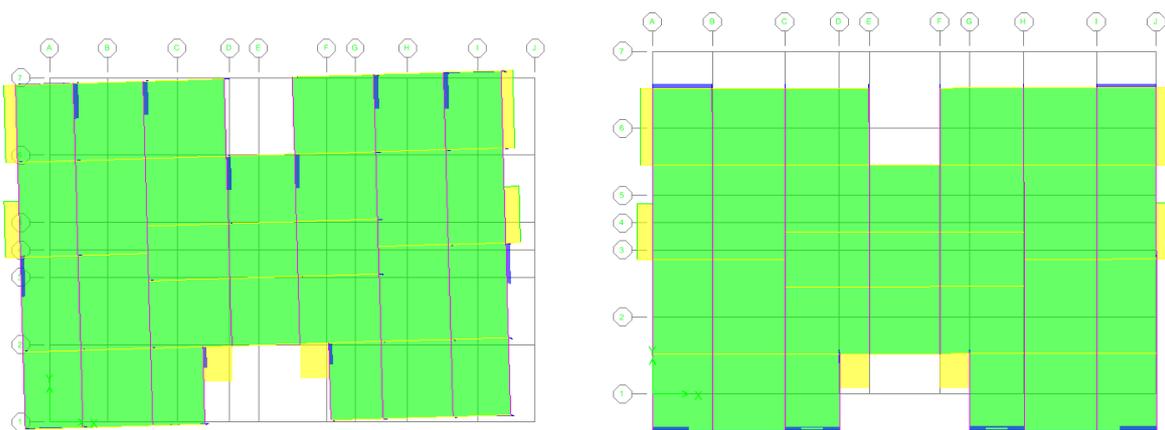


Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 5



Mode1

Mode2

Mode3

Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 5

Vérification vis-à-vis articles RPA :

Art 4.2.4 RPA 2003 : concernant l'estimation de la période fondamentale (calage de la période).

Tableau VIII.27: calage de la période

Mode	Période dynamique [sec]	Verification Art 4.2.4 RPA 2003	R _Z Déplacement
1	0,799	Td<1.3T stat =0.806 s... Condition vérifiée	2,23<5 translation
2	0,749	Td<1.3T stat =0.806 s ... Condition vérifiée	0,00<5 translation
3	0,712	Td<1.3T stat =0.806 s ... Condition vérifiée	68,05>5 torsion

Art 4.3.4 RPA 2003 concernant la participation des masses (nombre du mode considéré).

Tableau VIII.28: Modes propres de la structure.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,799	66,3044	0,0005
2	0,749	66,3056	72,9249
3	0,712	68,7139	72,9289
4	0,205	68,7141	87,3862
5	0,182	86,3718	87,3863
6	0,175	87,7003	87,3864
7	0,096	87,7003	93,1571
8	0,081	92,4321	93,1571
9	0,077	94,1437	93,1572
10	0,057	94,1437	96,2533
11	0,050	96,617	96,2533
12	0,046	97,0465	96,2533

Direction xx : 08modes (92,43% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 07modes (93,15% de la masse sismique de la structure)

Art 4.3.6 RPA 2003:

Tableau VIII.29 Efforts tranchant à la base.

Niveau	V _X	V _Y	0.8V _{statique}	Vérification sens X	Vérification sens Y
RDC	3026,40	3243,2	23434,56	CV	CV

Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ): $\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$

Tableau VIII.30: Vérification des effets P- Δ .

Niveau	PK	VX	VY	θ_x	θ_y	Vérification sens X	Vérification sens X
7	4726,14114	772,95	765,49	0,0203814	0,01372002	CV	CV
6	10699,5904	722,57	714,82	0,05118707	0,03695859	CV	CV
5	16682,8056	1378,51	1413,26	0,04183427	0,03351891	CV	CV
4	22666,0207	1339,77	1369,39	0,05639282	0,0490427	CV	CV
3	28649,2358	1809,64	1926,53	0,04886252	0,04589784	CV	CV
2	34632,451	1779,65	1890,58	0,05285503	0,05201529	CV	CV
1	40615,6661	2154,96	2341,81	0,03722968	0,04068277	CV	CV
RDC	46598,8812	2130,36	2312,81	0,01890321	0,02238685	CV	CV

Art 5.10 RPA 2003 :

Tableau VIII.31: Déplacements inter-étages

Niveau	$\delta_x(m)$	$\delta_y(m)$	$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$	1%h	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	0,07	0,06	0,01	0,01	0,03	CV	CV
6	0,06	0,06	0,01	0,01	0,03	CV	CV
5	0,05	0,05	0,01	0,01	0,03	CV	CV
4	0,04	0,04	0,01	0,01	0,03	CV	CV
3	0,03	0,03	0,01	0,01	0,03	CV	CV
2	0,02	0,02	0,01	0,01	0,03	CV	CV
1	0,01	0,01	0,01	0,01	0,03	CV	CV
RDC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	CV	CV

VIII.2.7. Etude de la variante 6:

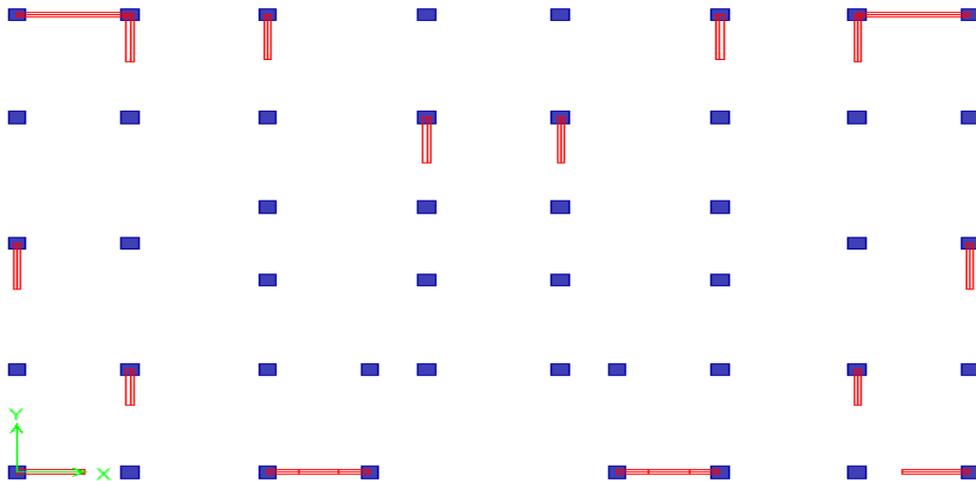
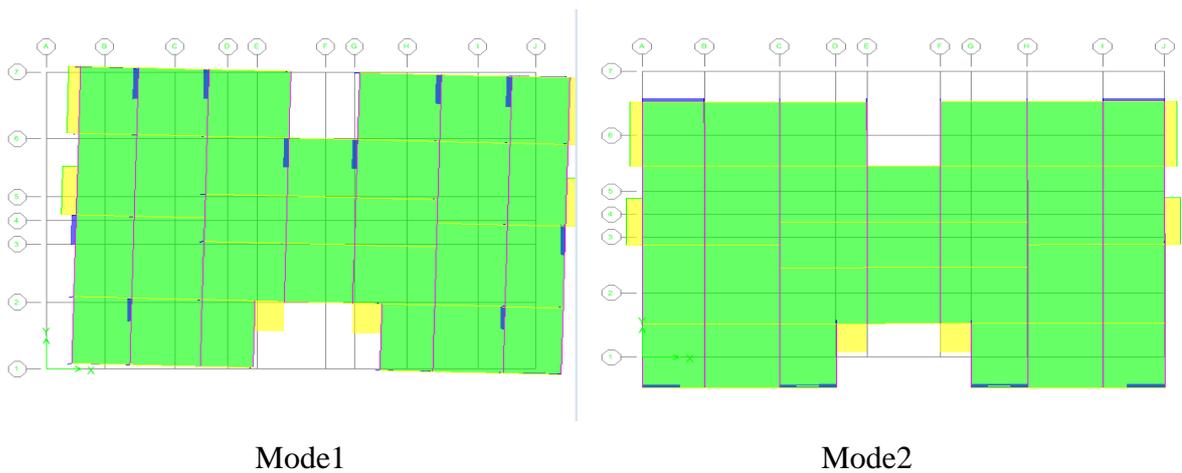
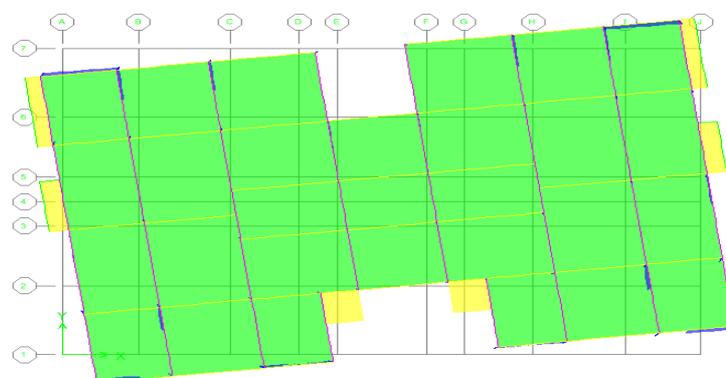


Figure VIII.1 : Configuration en plan de la variante 6



Mode1

Mode2



Mode3

Figure VIII.2 mode de déformation de la variante 6

Vérification vis-à-vis articles RPA :

Art 4.2.4 RPA 2003 : concernant l'estimation de la période fondamentale (calage de la période).

Tableau VIII.32: calage de la période

Mode	Période dynamique [sec]	Verification Art 4.2.4 RPA 2003	R _z Déplacement
1	0,800	Td>1.3T stat =0.806 s...Condition vérifiée	1,83<5 translation
2	0,754	Td>1.3T stat =0.806 s...Condition vérifiée	0,00<5 translation
3	0,718	Td>1.3T stat =0.806 s...Condition vérifiée	68,50>5 torsion

Art 4.3.4 RPA 2003 concernant la participation des masses (nombre du mode considéré).

Tableau VIII.33: Modes propres de la structure.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,800	66,7044	0,0006
2	0,754	66,7057	73,0614
3	0,718	68,6914	73,0658
4	0,207	68,6916	87,4128
5	0,182	85,1786	87,4128
6	0,177	87,6971	87,4129
7	0,098	87,6971	93,134
8	0,081	91,817	93,134
9	0,077	94,1437	93,134
10	0,058	94,1437	96,2207
11	0,050	96,4969	96,2208
12	0,046	97,0473	96,2208

Direction xx : 08modes (91,81% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 07modes (93,13% de la masse sismique de la structure)

Art 4.3.6 RPA 2003:

Tableau VIII.34 Efforts tranchant à la base.

Niveau	V _X	V _Y	0.8V _{statique}	Vérification sens X	Vérification sens Y
RDC	3029,73	3232,31	23435,37	CV	CV

Art 5.9 RPA 2003 (Effets P- Δ): $\theta = P_k \Delta_k / V_k H_k \leq 0.10$

Tableau VIII.35: Vérification des effets P- Δ .

Niveau	PK	VX	VY	θ_x	θ_y	Vérification sens X	Vérification sens X
7	4726,25	773,35	761,30	0,02	0,01	CV	CV
6	10699,91	723,08	711,02	0,05	0,04	CV	CV
5	16683,34	1379,92	1406,63	0,04	0,03	CV	CV
4	22666,76	1341,25	1362,99	0,06	0,05	CV	CV
3	28650,19	1812,00	1918,54	0,05	0,05	CV	CV
2	34633,62	1782,06	1882,77	0,05	0,05	CV	CV
1	40617,05	2158,07	2332,63	0,04	0,04	CV	CV
RDC	46600,48	2133,51	2303,77	0,02	0,02	CV	CV

Art 5.10 RPA 2003 :

Tableau VIII.36: Déplacements inter-étages

Niveau	$\delta_x(m)$	$\delta_y(m)$	$\Delta x(m)$	$\Delta y(m)$	1%h	Vérification sens X	Vérification sens Y
7	0,072	0,0648	0,0108	0,0072	0,0324	CV	CV
6	0,0612	0,0576	0,0108	0,008	0,0324	CV	CV
5	0,0504	0,0496	0,0112	0,0088	0,0324	CV	CV
4	0,0392	0,0408	0,0112	0,01	0,0324	CV	CV
3	0,028	0,0308	0,01	0,01	0,0324	CV	CV
2	0,018	0,0208	0,0088	0,0096	0,0324	CV	CV
1	0,0092	0,0112	0,0064	0,0076	0,0324	CV	CV
RDC	0,0028	0,0036	0,0028	0,0036	0,0324	CV	CV

VIII.3. Etude comparatif

Puisque l'exploitation de la rigidité des voiles de contreventement est le but de notre travail, le paramètre de comparaison entre les variantes proposés sera donc la période propre de la structure car elle indique l'état d'exploitation de la rigidité ; d'où la variante optimale c'est lui qui présente une période minimale qui correspond une rigidité maximale à la raison de la relation d'inverse entre la rigidité et la période propre de la structure. $\frac{1}{T} = \frac{\sqrt{K}}{M}$, à condition de répandre a toutes les vérifications exigées par RPA2003 et malgré, nous allons faire une comparaison totales des résultats d'analyse pour avoir une idée générale sur toutes les paramètres et sur l'influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique de notre structure.

VIII 3.1 Déplacements inter-étages maximal (Δx):

On obtient les déplacements inter-étages de chacune des sept variantes étudiées, les déplacements relatifs maximaux sont mis sous forme d'histogrammes

Tableau VIII.37 Déplacements inter-étages maximal (Δx)

Variantes	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)
Auto-stable	2,48	1,76
Noyau-centrale	0.68	0.76
Périphérique	1,12	1,08
1	1,12	0,96
2	1,12	0,96
3	1,12	0,96
4	1,12	0,96

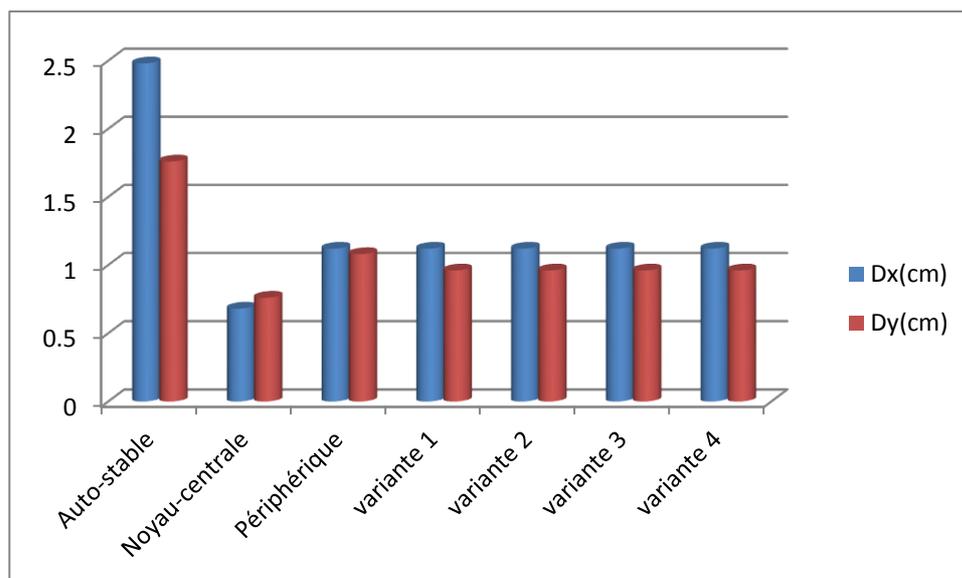


Figure VIII.11 Déplacements relatifs des variantes étudiées

Analyse des résultats :

- La variante auto-stable présente un déplacement relatif maximal, inférieurs au déplacement admissible donné par le RPA99.
- La variante noyau centrale présente un déplacement minimal
- Les autres variantes présentes des déplacements moyennes égaux

VIII.3.2 déplacement maximal :

On obtient les déplacements maximaux de chacune des sept variantes étudiées, ils sont mis sous forme d'histogrammes

Tableau VIII.38 Déplacements maximal

variantes	Déplacement(x) (cm)	Déplacement(y) (cm)
Auto-stable	14,12	9,88
Noyau-centrale	4,36	4,84
Périphérique	7,16	6,96
1	7,16	6,20
2	7,24	6,28
3	7,20	6,44
4	7,20	6,48

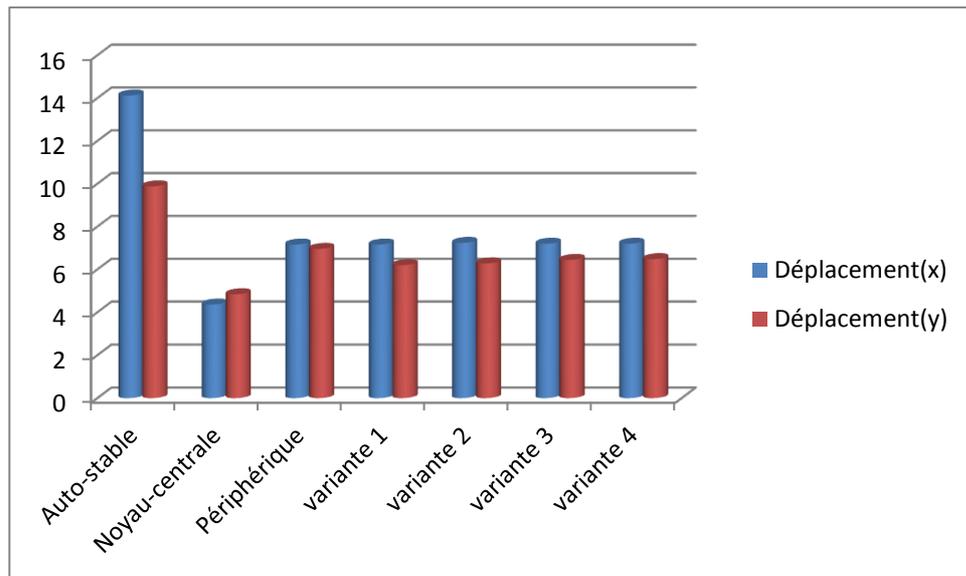


Figure VIII.12 Déplacements maximal des variantes étudiées

Analyse des résultats :

- La variante auto-stable présente un déplacement maximal.
- La variante 1 présente un déplacement minimal après la variante noyau-centrale.
- Les autres variantes présentes des déplacements max moyennes plus que variante 1.

VIII.3.3.L'Effait maximal (P-Δ):

On obtient l'effet maximal (P-Δ) de chacune des variantes étudiées, les résultats sont mis sous forme d'histogrammes

Tableau VIII.39 L'Effet maximal (P-Δ)

Variante	θ_x	Θ_y
Auto-stable	0,2220	0,1329
Noyau-centrale	0,0260	0,0312
Périphérique	0,0595	0,0619
1	0,0561	0,0491
2	0,0561	0,0519
3	0,0563	0,0520
4	0,0584	0,0545

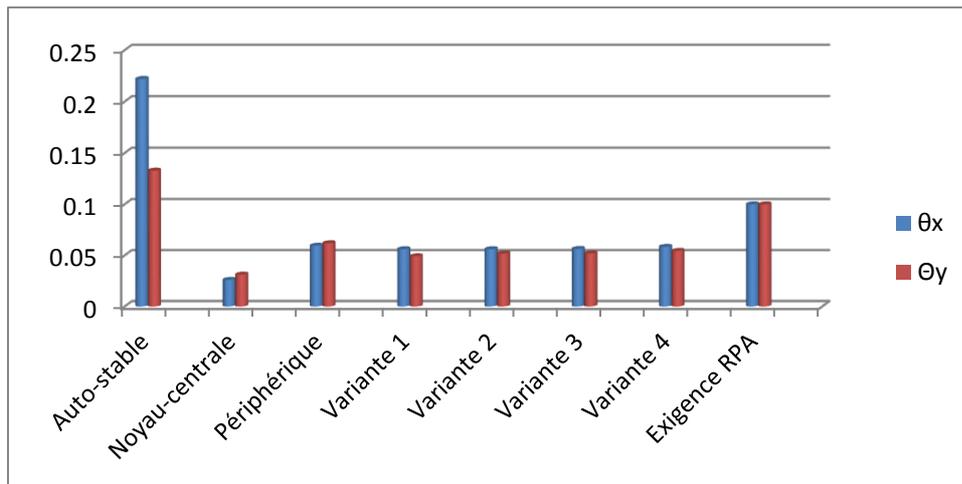


Figure VIII -13 L'effet maximal (P-Δ)

Analyse des résultats :

- La variante auto-stable présente une valeur d'effet (P-Δ) maximale dépasse la valeur exigée par RPA.
- Prennent compte les deux direction (x,y) La variante 1 présente une valeur minimale d'effet (P-Δ) par rapport aux autres variantes a l'exception noyau-centrale .

VIII.3.4.La période calée:

La période propre de vibration des structures est la durée en seconde d'un cycle d'oscillations libres elle est inversement proportionnelle avec la rigidité par la relation : $\frac{1}{T} = \frac{\sqrt{K}}{M}$,

Les résultats obtenus présentés dans le tableau sont mis sous forme d'histogramme.

Tableau VIII.40 La période maximale des variantes

Variantes	Période
Auto-stable	1,423352
Noyau-centrale	1,015852
Périphérique	0,797417
1	0,796744
2	0,799437
3	0,799465
4	0,800106

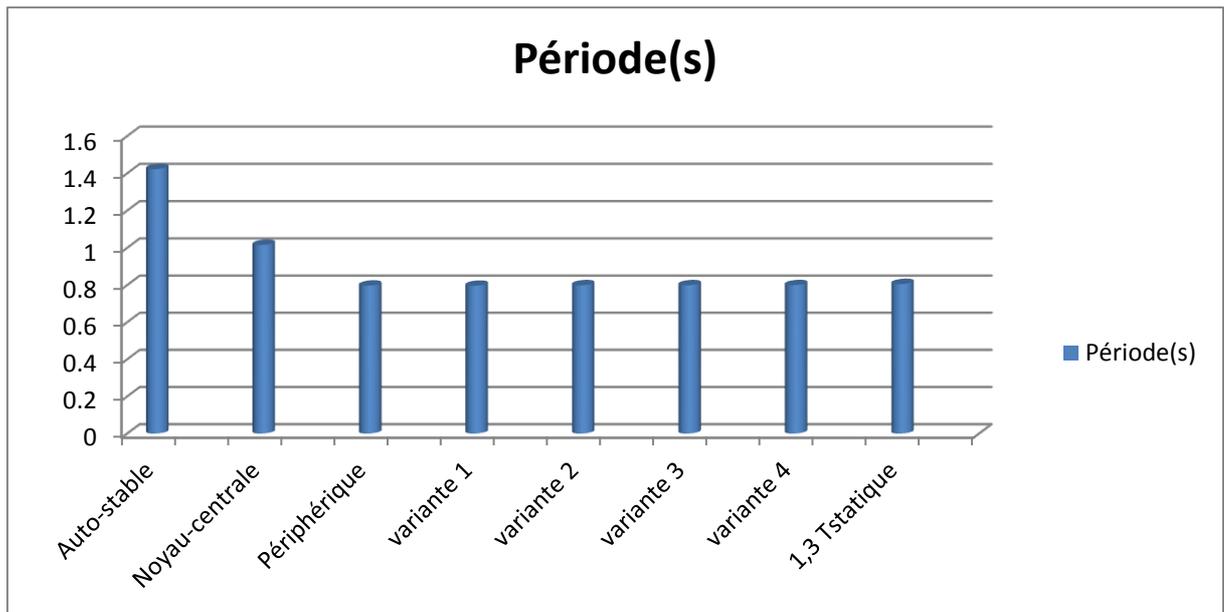


Figure VIII.14 Le période maximale des variantes

Analyse des résultats :

- la période propre c'est Le critère qui va définir la variante optimale de la structure qui indique l'état d'exploitation de la rigidité ; d'où la variante optimale c'est lui qui présente une période minimale qui correspond une rigidité maximale, car la relation entre la rigidité et la période est une relation d'inverse. $\frac{1}{T} = \frac{\sqrt{K}}{M}$, et comme la variante 1 présente la période propre minimale c'est donc la variante optimale.
- Les variantes auto-stable et noyau-centrale sont dépassé la valeur exigé par RPA correspond au 1.3 $T_{statique}$

VIII.3.5.Efforts tranchant :

Tableau VIII.41 Efforts tranchant à la base

Variante	V _x	V _y
Auto-stable	2061,24	2495,87
Noyau-centrale	3884,82	3674,72
Périphérique	3013,24	3063,92
1	3044,8	3282,48
2	3042,95	3247,33
3	3026,4	3243,2
4	3029,73	3232,31

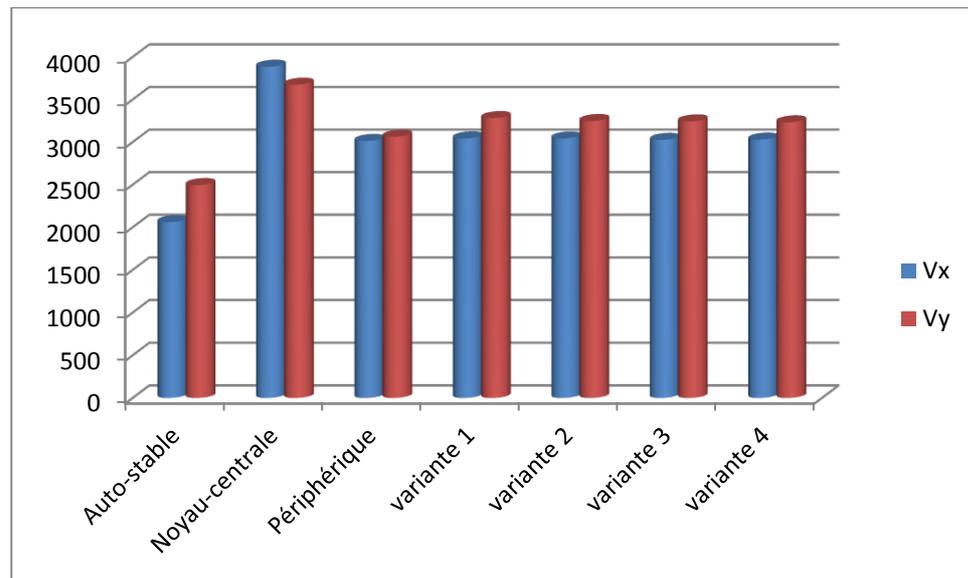


Figure IV.15 Efforts tranchant à la base

Suivant les résultats obtenues on remarque que :

- Toutes les variantes ont vérifié la condition exigée par RPA ($0.8 V_{\text{statique}}$)
- La variante auto-stable présente la valeur minimale d'effort tranchant.
- La variante noyau-centrale présente la valeur maximale d'effort tranchant.
- Les autres variantes présentent des valeurs moyennes entre les deux extrêmes.

conclusion :

Comme nous avons expliqué précédemment; notre travail consiste à proposer une procédure basée sur des démarches à suivre afin de déterminer la disposition optimale des voiles de contreventement.

Nous avons déjà exprimé que nous avons fait un travail complémentaire à la mémoire de magistère sous le titre : Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments Présenté par: Mr BELKHEIR Mohammed Aghiles de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ; qui conclure à deux conditions principales à respecter dans la disposition des voiles de contreventement tel que :

1. Disposer des voiles sur la périphérie de la structure de telle manière à éviter la torsion.
2. Répartir symétriquement et uniformément autant que possible les voiles sur la structure.

Néanmoins la recherche sus-citée ne met pas en place de démarches ou de procédures pour appliquer les deux paramètres dans la disposition des voiles ; ce qui nous a poussé à compléter le manque de ce travail à partir de propositions de démarches ou d'une procédure à suivre afin de disposer des voiles de contreventement d'une manière vérifiative de ces deux conditions.

Après l'application de cette procédure sur notre exemple (bâtiment R+7) nous avons réussi à déterminer la variante optimale adéquate à notre structure qui répond aux deux conditions exigées, et bien sûr à la vérification RPA tel que la variante 1 qui présente la période propre minimale parmi toutes les variantes de répartition.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'interaction entre l'aspect économique et l'aspect technique nous oblige d'exploiter d'une manière optimale la rigidité de la structure aux lieux de faire augmenter la quantité des voiles.

L'exploitation optimale des voiles de contreventement liée fondamentalement par leur disposition qui provoque certain comportement de structure.

Cependant, dans le code parasismique algérien (RPA2003), aucun article n'est relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment.

Notre travail donc s'agit d'une proposition d'une procédure de choix de la variante optimale de la disposition des voiles de contreventements ; cette procédure Basé sur une analyse linéaire orienté par des règles inspiré d'une étude d'analyse non linéaire d'une structure déjà faite pour le même bute.

Deux recommandations ont été mètre en vigueur afin de chercher la disposition qui va garantir la performance idéale de la structure, néanmoins le résultat de notre travail reste a confirmé par une étude non linéaire numérique qui sera plu précise.

A la fin de cette conclusion nous voulons dire que nous avons faire ce modeste travail qui bien sûr a besoin de travail complémentaire ; et pour cela nous exhortons qui faire l'achèvement de ce travail de le compléter par une analyse non linéaire afin de confirmer les résultats, comme nous voulons tirer la tension a l'importance d'analyse non linéaire des structures dans les études génie civile afin d'exploiter parfaitement leur rigidité pour une meilleur performance possible.

Références Bibliographiques

REGLEMENTS ET LIVRES

- 📖 D T R B C 2 - 4 8 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques Algériennes.
- 📖 D T U P 1 8 - 7 0 2 BAEL91:Béton armé aux états limites.
- 📖 D T R B C 2 - 4 1 CBA1993:Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.
- 📖 D T R B C 2 2 Charge permanente et charge d'exploitation
- 📖 D.T.R. C 2-4.7RNV1999 : Règlement neige et vent 1999 .
- 📖 M.BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé, Edition office des publications universitaires ,(OPU).

MÉMOIRES

- 📖 Mémoire de Sanaa houciné et Hammadi belkacem : Étude d'un bâtiment en béton armé (R+12 avec sous-sol) à usage multiple à contreventement mixte implanté dans une zone de moyenne sismicité.
- 📖 Mémoire de BELKHEIR Mohammed Aghiles: Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments.
- 📖 Mémoire de MIMI Omar : Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments.

COURS

- 📖 Polycopié, Bâtiment (cours avec exercice corrigé), polycopié de Dr Boudierba bachir CU-TISSEMSILT, année 2018.

LOGICIELS

- 📖 Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4.
- 📖 EXCEL 2007.
- 📖 WORD 2007.
- 📖 AUTO CAD 2016.