

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de génie civil et d'hydraulique



N°Ref :

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

**L'étude des paramètres influençant la largeur du
joint sismique dans les structures en béton armé**

Réalisé par :

- BOUABIBSA Malika
- BOUHEMHEM Sabrina

Soutenu devant le jury :

**Dr. ABADA Rofia
Dr. DROUNA Karima
Dr. BOUKOUR Salima**

**Présidente
Examinatrice
Promotrice**

Année universitaire : 2023/2024



Remerciement

« La connaissance est la seule chose qui s'accroît lorsqu' on la partage »

*En premier lieu, Je tiens en premier à remercier « **ALLAH** » le tout puissant de m'avoir donné le courage, la volonté, l'amour du savoir et surtout la patience*

Je tien à présente mes vifs remerciements et exprimer mon gratitude à tous ceux qui ont participés de près ou de loin à sa réalisation.

J'exprime mes vifs remerciements :

*A mon encadreur **Dr. BOUKOUR SALIMA** pour son soutien Inconditionnel qui a permis la réalisation de ce travail dans les meilleures conditions.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider Et d'examiner ce modeste travail.

Ainsi que tous nos professeurs qui nous ont enseigné durant nos études à la faculté des sciences et technologies

Et enfin je remercier les enseignants du département de génie civil et d'hydraulique et mes collègues de promotion 2023/2024.

Et enfin à tous les membres de ma famille qui m'a soutenu tout au long de cette étude.

Dédicace

Vers celui qui a guidé les cœurs de l'humanité et leurs esprits vers le havre de sécurité, le premier enseignant de l'humanité — ﷺ

À l'amour de mon âme, ma mère

Je vous offre de l'optimisme. Et je n'ai réalisé sa vérité qu'à travers vos yeux...ou le succès ...et mon vrai succès est à vos pieds.....

À mon -papa- bien- aimé....

Oh mon cœur et le pouls des lettres lorsque tes doigts les touchent....

Vous êtes la réponse lorsque je demande ce qu'est l'optimisme....

À mes soeurs d'honneur, Aïcha, Khawla, et leurs enfants Wijdan, Roumisa, Taj Aldin, Afnan, et à ceux avec qui je suis lié par la lignée

À mon frère Wassim, mon soutien dans la vie après mon père

À mes amies Chaima, Rima, Malika, Amel

Je te vois avec mon sourire . Et je vois la beauté de tes jours...

À Redouane Sedari on dit que ton nom est le titre par lequel

Commencent toutes les histoires de mon bonheur, de ma seconde naissance et du parfum durable de mon haleine.....

À chaque cœur, tu as marché avec moi sur le chemin du succès....

À vous tous, je dédie le ressort de mes lettres et mes mots.....



Bouhemhem Sabrina

Dédicace

Une dédicace à celui qui m'a attend pendant des années,

À celui qui m'a allaité avec du lait, de tendresse et de chaleur,

*À celui qui me donne à chaque instant un morceau de son âme Voici un morceau
de moi pour vous, que mon Seigneur vous protège toujours.*

*À mon soutien et de retour dans cette vie après ma mère et mon père **Soufiane,**
Sid Ali.*

*À celle dont on disait qu'elle était la mère, le deuxième refuge, mes très chères,
Saida, Massaouda, Sabiha, Hanane et Chakra. Je n'oublierai pas mes
neveux bien-aimés **Idris, Maria et Isaac.***

*Ce sont mes amis, ma consolation, voici une cascade d'amour qui habite le
cœur, mes compagnes sur mon chemin, mes bien-aimées **Sabrina, Rima,**
Chaima.*

Malika



SOMMAIRE

Chapitre I : Généralité sur les séismes

I.1 Introduction.....	5
I.2 Les séismes (ou le tremblement de terre).....	5
I.2.1 Notion des séisme.....	5
I.2.2 Foyer et épigentre.....	5
I.3. Les failles	6
I.3.1 Type des failles.....	7
I.3.1.1. Faille normal.....	7
I.3.1.2 .Faille inverse.....	7
I.3.1.3. Faille décrochan.....	7
I.4. Classification des séismes	8
I.4.1. Les séismes superficiels.....	8
I.4.2. Les séismes intermédiaires.....	8
I.4.3 Les séismes profonds.....	9
I.6. Caractéristiques d'un séisme.....	10
I.6.1. La Magnitude (M).....	10
I.6.2. L'intensité.....	10
I.7. Effets directs et induits par le séisme	12
I.7.1 Effets de site directs.....	12
I.7.1.1 Les effets de site topographiques	12
I.7.1.2. Les effets de site liés à la structure et à la nature du sol.....	12
I.7.2. Effets induits.....	13
I.7.2.1 Le phénomène de liquéfaction	13
I.7.2.2 Dans le cas des mouvements de terrain	14
I.7.2.3 Les Avalanches	15
I.7.2.4 Les tsunamis	16

I.8. Classifications des zones sismiques (voir modificatifs et compléments aux RPA99)	16
I.9. Tremblements de Terre en Algérie	17
I.10.CONCLUSION	19

Chapitre II : Les joints

II.a. Les joints	22
II.a.1.Introduction	22
II.a.2. Joint	22
II.a.3.Les fonctions des joints	23
II.a.4.Les Produits de remplissage	23
II.a.5. Les types des joints	24
A. Joint de maçonnerie	24
A.1. Joint sec	24
A.2. Joint garni.....	25
A.3. Butée de maçon.....	25
A.4. Joint à emboîtement	25
A.6. Joint clavette	26
A.7. Joint à clé en queue d'aronde ou à crampon	26
B. Joint en structures industrielles	27
B.1. Joint de construction.....	27
B.2. Joint de retrait.....	27
B.3. Joint de dilatation	28
B.4. Joint sismique.....	29
B.5. Joint de retrait induit	29
B.6. Joint de talon	29
B.7. Joint de mouvement	29
B.8. Joint ouvert ou joint d'écoulement.....	29
B.9. Joint de retrait partiel.....	29

B.10. Joint de tassement.....	29
B.11. Joint de rupture.....	29
II.b. les joints sismiques	30
II.b.1. Introduction.....	30
II.b.2.Qu'est-ce qu'un joint sismique ?	31
II.b.3. Utilisation des joints sismiques.....	33
II.b.4.Joint sismique et joint de dilatation	33
II.b.5.Dispositions minimales.....	34
II.b.6. Largeur des joints sismiques.....	34
❖Avantage	36
❖Inconvénients	36
II.c. CONCLUSION.....	36

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage de la structure et caractéristiques des matériaux

III.1. INTRODUCTION	38
III.2. Présentation de L'ouvrage	38
III.2.1 Caractéristiques géométriques de la construction	39
III.2.2 Caractéristiques du site.....	40
III.3. Les éléments de l'ouvrage	43
III.3.1. Les planchers.....	43
III.3.2. La maçonnerie.....	44
a. Murs extérieurs	44
b. Murs intérieurs.....	44
III.3.3. Terrasse.....	44
III.3.4. Revêtements	44
III.3.5.Escaliers	45

III.3.6.L'acrotère	45
III.3.7.Ossature contreventée.....	45
III.3.8.Infrastructure	46
III.4.Regles de Calcul	46
III.5. Méthodologie de Calcul	46
III.1. Caractéristiques des matériaux	47
III.1.1. Béton.....	47
III.1.1.1Composition du béton	47
III.1.1.2. Résistance du béton.....	48
III.2.Acier	54
III.2.1 Définition.....	54
III.2.2 Résistance caractéristique de l'acier.....	54
III.2.3.Contrainte limite.....	55
III.4. Les Charges et Sollicitations	58
III.4.1.Les charges.....	58
a .Les Charges permanentes	58
b. Les charges variables	58
c .Les Charges accidentelles	58
III.4.2. Sollicitations.....	59
III.4.2.1.Principe et justification	59
III.4.2.2.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	59
III.5.CONCLUSION.....	60

Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

IV.1. INTRODUCTION.....	62
IV.2. La pré dimensionnement des éléments secondaire	62
IV.2.1. Les planchers	62

IV.2.1.1. Plancher en corps creux	62
IV.2.1.2. Plancher dalle pleine	65
IV.2.2. Les escaliers	67
IV.2.3. L'acrotère	69
IV.2.4. Les Balcons.....	70
IV.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux.....	71
IV.3.1. Les poutres.....	71
IV.3.2 Les poteaux.....	73
IV.3.3. Pré dimensionnement des voiles	74
IV.4. Evaluation des charges	76
IV.4.1. Plancher.....	76
IV.4.2. Balcon.....	79
IV.4.3. Murs.....	79
IV.4.4. L'escalier	80
IV.4.5 Acrotère.....	81
IV.5. Descente de charges	81
IV.6. Conclusion.....	88

Chapitre V : Présentation du logiciel Robot et étude sismique

V.1 Introduction	90
V.2 Buts de l'analyse dynamique	90
V.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques.....	90
V.3.1. Méthode statique équivalente.....	91
V.4.3. Espace de calcul.....	94
V.4.3.1. Lancement du programme Robot.....	94
V.4.3.2. L'environnement de travail.....	96
V.4.3.3. Présentation de l'interface.....	96
V.4.3.5. Réglage des préférences.....	97

V.4.3.5.2. Réglage des unités.....	98
V.4.3.5.3. Matériaux.....	98
V.4.3.5.4. Réglage des normes.....	99
V.4.3.5.5. Divers.....	100
V.4.4. Modélisation	100
V.4.4.1. Définition des axes.....	100
V.4.4.1.1. Lignes de constructions.....	100
V.4.4.2. Définition de la section des éléments barres.....	101
V.4.4.2.1. Affectation des sections transversales.....	103
V.4.4.2.2. Translation.....	103
V.4.4.3. Définition de l'épaisseur des panneaux.....	104
V.4.4.4. Définition des appuis.....	104
V.4.5. Chargement.....	105
V.4.5.1. Définition des cas de charges.....	105
V.4.5.2. Définition de la charge.....	106
V.4.6. Analyse.....	107
V.4.7. Résultats.....	107
V.5. Méthodologie de calcul.....	108
V.6. CONCLUSION.....	112

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

VI.1. Introduction	114
VI.2. Description du système structurel	114
VI.2.1. Dimensions des éléments porteurs	114
VI.2.2. Evaluation des charges et des surcharges.....	115
Partie I : Cas d'une structure avec contreventement par portique.....	115
VI.I.1. Influence de la hauteur de la structure sur la largeur du joint	115
VI.I.2. Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint.....	121

1.Pour R+4.....	121
2.Pour R+6.....	124
3. Pour R+8.....	126
4. Pour R+10.....	128
5.Pour R+12.....	129
VI.I.3. Influence de la variation de la section des poutres principales sur la largeur du joint	133
1.Pour R+4.....	133
2. Pour R+6.....	135
3.Pour R+8.....	138
4.Pour R+10.....	140
5. Pour R+12.....	142
VI.I.4. Influence de la variation de la section des chaînages sur la largeur du joint...	145
1.Pour R+4.....	145
2.Pour R+6	147
3. Pour R+8.....	149
4.Pour R+10	151
5.Pour R+12	153
VI.I.5. Influence des paramètres sismiques sur la largeur du joint sismique	156
a. Groupe d'usage	156
b. Zone sismique.....	159
c. Site	162
Partie II: Le cas d'une structure avec contreventement par voile et portique	165
1.Pour R+4.....	166
2.Pour R+6.....	167

3.Pour R+8.....	168
4. Pour R+10.....	169
5.Pour R+12.....	171
VI.II.2. Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique	173
1.PourR+4.....	174
2.Pour R+6.....	175
3.PourR+8.....	177
4.Pour R+10.....	179
5.PourR+12.....	180
VI .II.3 .Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint...	183
1.Pour R+4.....	183
2.Pour R+6.....	185
3.Pour R+8.....	186
4.Pour R+10.....	187
5.Pour R+12.....	189
VI.3.Conclusion.....	191

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralité sur les séismes

Tableau I.1 : Echelle de Richter.....	10
Tableau I.2 : L'intensité.....	11
Tableau I.3: les séismes les plus importants ($M>6$) en Algérie depuis un siècle.....	19

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage de la structure et caractéristiques des matériaux

Tableau III.1 : Fe en fonction du type d'acier.....	55
--	-----------

Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Tableau.IV.1 : Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.....	76
Tableau.IV.2 : Charge permanente de terrasse à corps creux.....	77
Tableau.IV.3 : Charge permanente et d'exploitation de balcon.....	78
Tableau.IV.4: Charge permanente de cloisons extérieures.....	79
Tableau IV.5 : Evaluation des charges de cloisons intérieures.....	79
Tableau.IV.6 : Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.....	79
Tableau IV.7: Evaluation des charges du palier.....	80
Tableau IV.8: Évaluation des poids propres des poteaux.....	82
Tableau IV.9: Dégression des charges d'exploitation.....	83
Tableau IV.10 : Descente de charge du poteau.....	83

Chapitre V : Présentation du logiciel Robot et étude sismique

Tableau V.1: Valeurs du coefficient de comportement R.....109

Tableau V.2 : Valeur de facteur de qualité.....112

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

Tableau VI.1 : Influence de la hauteur de la structure sur la largeur du joint sismique.....119

Tableau VI.2 : Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique (R+4)123

Tableau VI.3 : Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique (R+6).....125

Tableau VI.4 : Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique (R+8).....127

Tableau VI.5 : Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique (R+10).....129

Tableau VI.6 : Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique (R+12).....131

Tableau VI.7 : Influence de la variation de la section des poutres principales sur la largeur du joint sismique (R+4).....135

Tableau VI.8: Influence de la variation de la section des poutres principales sur la largeur du joint sismique (R+6).....137

Tableau VI.9 : Influence de la variation de la section des poutres sur la largeur du joint sismique (R+8).....139

Tableau VI.10 : Influence de la variation de la section des poutres sur la largeur du joint sismique(R+10).....141

Tableau VI.11 : Influence de la variation de la section des poutres sur la largeur du joint sismique (R+12)143

Tableau VI.12 : Influence de la variation de la section des chainages sur la largeur du joint sismique (R+4).....	147
Tableau VI.13 : Influence de la variation de la section des chainages sur la largeur du joint sismique (R+6).....	149
Tableau VI.14 : Influence de la variation de la section des chainages sur la largeur du joint sismique (R+8).....	151
Tableau VI.15 : Influence de la variation de la section des chainages sur la largeur du joint sismique (R+10).....	153
Tableau VI.16: Influence de la variation de la section des chainages sur la largeur du joint sismique (R+12).....	155
Tableau VI.17: Influence de groupe d’usage sur la largeur du joint sismique (R+4).....	158
Tableau VI.18: Influence de la zone sismique sur la largeur du joint sismique R+4.....	161
Tableau VI.19 : Influence de site sur la largeur du joint sismique R+4.....	164
Tableau VI.20 : Influence de diffèrent système de contreventement sur la largeur du joint sismique R+4.....	167
Tableau VI.21 : Influence de diffèrent système de contreventement sur la largeur du joint sismique R+6.....	168
Tableau VI.22 : Influence de diffèrent système de contreventement sur la largeur du joint sismique R+8.....	169
Tableau VI.23 : Influence de diffèrent système de contreventement sur la largeur du joint sismique R+10.....	170
Tableau VI.24 : Influence de diffèrent système de contreventement sur la largeur du joint sismique R+12.....	171
Tableau VI.25 : Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique R+4.....	175
Tableau VI.26 : Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique R+6.....	177

Tableau VI.27 : Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique R+8.....	178
Tableau VI.28 : Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique R+10.....	180
Tableau VI.29 : Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique R+12.....	182
Tableau VI.30 : Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint.....	184
Tableau VI.31 : Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint (R+6).....	186
Tableau VI.32 : Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint(R+8).....	187
Tableau VI.33 : Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint (R+10).....	188
Tableau VI.34 : Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint (R+12).....	190

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralité sur les séismes

Figure I.1 : localisation de séisme.....	6
Figure I.2 : Les types des failles sismiques.....	8
Figure I.3: la décroissance de l'intensité sismique.....	12
Figure I.4: les effets liés à la structure et à la nature du sol (remplissage de fond de vallée).....	13
FigureI.5 : l'effet topographique (Pilot butte).....	13
FigureI.6: Représentation du phénomène de liquéfaction des sols.....	14
FigureI.7: 1 ^{er} cas de mouvement de terrain (chute du bloc).....	14
FigureI.8: 2 ^{ème} cas de mouvement de terrain(glissement de terrain).....	15
FigureI.9: Avalanches de neige sous-marines.....	15
Figure I.10 : L'effet de tsunamis sur les construction.....	16
Figure I.11: carte de zonage sismique de l'Algérie.....	17
Figure I.12: Séisme de Boumerdes (Mai 2003).....	18
Figure I.13: Localisation des séismes en Algérie depuis 1990.....	18

Chapitre II : Les joints

Figure II.1 : Joint sec.....	24
Figure II.2: Joint garni.....	24
Figure II.3 : Butée de maçon.....	24
Figure II.4 : Joint à emboîtement.....	24
Figure II.5 : Joint à feuillure.....	25
Figure II.6: Joint clavette.....	25

Figure II.7 : Joint à clé en queue d'aronde ou à crampon.....	25
FigureII8: Joint de construction.....	26
Figure II.9 : joint de retrait.....	27
Figure II.10:joint de dilatation.....	27
Figure II.11: joint sismique.....	28
Figure II.12 : joint de tassement.....	29
Figure II.13 : joint de rupture.....	30
Figure II.14 : Comportement sismique différent pour les deux branches d'un plan en L.....	31
Figure II.15: D'une configuration en plan complexe (irrégulière) vers deux configurations simples (régulières) par l'adjonction d'un joint sismique.....	32
Figure II.16 : Présentation d'un joint parasismique.....	32
Figure II.18: Largeur de joint sismique.....	36

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage de la structure et caractéristiques des matériaux

FigureIII.1: Situation géographique de notre ouvrage.....	39
FigureIII.2: Vue en plan du Rez-de- chaussée.....	41
FigureIII.3: Vue en plan d'étage courant.....	42
FigureIII.4: Dimensions en élévation du bâtiment.....	43
FigureIII.5 : Schéma de l'escalier.....	45
FigureIII.6: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	49
Figure III.7 : Résistance à la traction du béton.....	50
(a) Essai de traction par flexion.....	50
(b) Essai de fendage.....	50
C. Contrainte limite	50
Figure III.8: Diagramme des contraintes du béton.....	51
Figure III.9 : Diagramme des contraintes limite du béton.....	52
Figure III.10: Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	55

Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Figure IV.1: Coupe transversale du plancher.....	62
Figure.IV.2: Planchers à corps creux.....	63
Figure. IV.3 : Schéma des poutrelles.....	64
Figure. IV.4: Escalier.....	67
Figure IV.5: Schéma de l'acrotère.....	69
Figure IV.6: Schéma de balcon.....	69
Figure. IV.7: La section de poutre principale.....	71
Figure. IV.8: La section de poutre secondaire.....	72
Figure. IV.9: La section de poutre Poteaux.....	73
Figure.IV.10: Coupe d'un voile en élévation.....	74
Figure IV.11: Plancher étage courant.....	75
Figure.IV.12 : Plancher à corps creux de terrasse.....	77
Figure IV.13 : Balcon.....	78
Figure IV.14 : Murs extérieurs.....	78
Figure IV.15: Surface afférente du poteau.....	81
Figure IV.16: Schéma statique de la descente de charge.....	83

Chapitre V : Présentation du logiciel Robot et étude sismique

Figure V.1 : Lancement du programme Robot.....	95
Figure V.2 : Types des structures.....	96
Figure V.3 : Environnement de travail.....	96
Figure V.4 : Interface du logiciel Robot Structural Analysis.....	97
Figure V.6 : Réglage des unités.....	98
Figure V.7 a : Choix des matériaux.....	98
Figure V.7 b : Choix des matériaux.....	99
Figure V.8a : Réglage des normes.....	99

Figure V.8b : Réglage des normes.....	100
Figure V.9 : Lignes de constructions.....	101
Figure V.10 : Profilés.....	102
Figure V.11 : Type de profilé.....	102
FigureV.12 : Définition des barres.....	103
Figure V.13: Définition du vecteur de translation.....	104
Figure V.14 : Définition d'épaisseur des panneaux.....	104
Figure V.15 : Définition des appuis.....	105
Figure V.16 : Définition des cas de charges.....	106
Figure V.17 : Définition de la charge.....	107
Figure V.18 : Modèle numérique de la structure.....	108
Figure V.19 : Paramètres de calcul de l'action sismique.....	110

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

Figure VI.1: Modèle numérique de la structure(R+4).....	116
Figure VI.2: Modèle numérique de la structure à (R+6).....	116
Figure VI.3 : Modèle numérique de la structure à (R+8).....	117
Figure VI.4 : Modèle numérique de la structure à (R+10).....	117
Figure VI.5 : Modèle numérique de la structure à (R+12).....	118
FigureVI.6:Déplacement maximal U_x pour cinq hauteurs différentes.....	119
FigureVI.7 : Histogramme récapitulatif de l'influence d'hauteur de la structure	120
Figure VI.8 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poteaux (R+4).....	123
Figure VI.9 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poteaux (R+6).....	125

Figure VI.10: Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poteaux(R+8).....	127
Figure VI.11 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poteaux(R+10).....	129
Figure VI.12 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poteaux (R+12).....	131
FigureVI.13 : Courbe récapitulatif de l'influence des sections de poteaux.....	132
Figure VI.14 : Déplacement maximal U_x pour 5sections différentes de poutres principales(R+4).....	135
Figure VI.15 : Déplacement maximal U_x pour 5sections différentes de poutres principales (R+6).....	137
Figure VI.16 : Déplacement maximal U_x pour 5sections différentes de poutres principales (R+8).....	139
Figure VI.17 : Déplacement maximal U_x pour 5sections différentes de poutres principales (R+10).....	141
Figure VI.18: Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poutres principales (R+12).....	143
FigureVI.19 : Courbe récapitulatif de l'influence des sections de poutres principales.....	144
Figure VI.20 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de chainages(R+4).....	147
Figure VI.21 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de chainages(R+6).....	149
Figure VI.22: Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de chainages(R+8).....	151
Figure VI.23 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de chainages(R+10).....	153
Figure VI.24 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de chainages (R+12).....	155

Figure VI.25 : Courbe récapitulatif de l'influence des sections de poutres chainages.....	156
Figure VI.26: Déplacement maximal U_x pour les quatre cas de groupes d'usage (R+4).....	158
Figure VI.27: Graphique récapitulatif de l'influence des Groupe d'usage.....	159
Figure VI.28 : Déplacement maximal U_x pour les quatre cas de zone sismique R+4.....	161
Figure VI.29 : Graphique récapitulatif de l'influence de la zone sismique.....	162
Figure VI.30 : Déplacement maximal U_x pour les quatre cas de site R+4.....	164
Figure VI.31 : Graphique récapitulatif de l'influence des catégories de site.....	165
Figure VI.32: Modèle de la structure R+4.....	167
Figure VI.33: Modèle de la structure R+6.....	168
Figure VI.34 : Modèle de la structure R+8.....	169
Figure VI.35 : Modèle de la structure R+10.....	170
Figure VI.36 : Modèle de la structure R+12.....	171
Figure VI.37 : Histogramme récapitulatif de l'influence des différents systèmes de contreventement.....	172
Figure VI.38: Différentes positions des voiles de contreventement.....	173
Figure VI.39 : Déplacement maximal U_x pour quatre configurations différentes de voiles R+4.....	175
Figure VI.40 : Déplacement maximal U_x pour quatre configurations différentes de voiles R+6.....	176
Figure VI.41 : Déplacement maximal U_x pour quatre configurations différentes de voiles R+8.....	178
Figure VI.42 : Déplacement maximal U_x pour quatre configurations différentes de voiles R+10.....	180
Figure VI.43: Déplacement maximal U_x pour quatre configurations différentes de voiles R+12.....	181

FigureVI.44 : Histogramme récapitulatif de l'influence de la position des voiles	182
Figure VI.45 : Déplacement maximal U_x pour trois épaisseurs différentes (R+4)	184
Figure VI.46 : Déplacement maximal U_x pour trois épaisseurs différentes (R+6).	185
Figure VI.47 : Déplacement maximal U_x pour trois épaisseurs différentes (R+8)	187
Figure VI.48 : Déplacement maximal U_x pour trois épaisseurs différentes (R+10).	188
Figure VI.49 : Déplacement maximal U_x pour trois épaisseurs différentes (R+12).	189
FigureVI.50 : histogramme récapitulatif de l'influence de l'épaisseur des voiles	190

Résumé :

Les joints sismiques autorisent de larges mouvements multidirectionnels permettant le libre déplacement des structures afin d'éviter les entrechoquements et assurer la pérennité des ouvrages. Plusieurs paramètres peuvent influencer la largeur des joints sismiques.

Dans ce projet, on s'intéresse au calcul et à la comparaison de la largeur du joint sismique pour des structures en béton armé en fonction de plusieurs paramètres, en se basant dans nos calculs sur la formule donnée par le règlement parasismique algérien (RPA99 Version 2003). Les paramètres tenus en compte sont le système de contreventement, la hauteur de la structure, la section des éléments porteurs et les paramètres sismiques tels que la zone sismique, le site et l'importance de l'ouvrage. L'influence de l'épaisseur et disposition des voiles de contreventement sur la largeur du joint sera également étudiée.

La modélisation en trois dimensions des diverses structures étudiées et le calcul des déplacements sont effectués à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

Mots clés:

Joint sismique, RPA 2003, structure, système de contreventement, paramètres, modélisation, Robot.

Abstract:

Seismic joints allow large multidirectional movements, enabling structures to move freely to avoid collisions and ensure the durability of structures. Several parameters can influence the width of seismic joints.

In this project, we are interested in calculating and comparing the seismic joint width for reinforced concrete structures as a function of several parameters, basing our calculations on the formula given by the Algerian seismic regulations (RPA99 Version 2003). The parameters taken into account are the bracing system, the height of the structure, the cross-section of the load-bearing elements and seismic parameters such as the seismic zone, the site and the size of the structure. The influence of bracing wall thickness and layout on joint width will also be studied.

The three-dimensional modeling of the various structures studied and the calculation of displacements are carried out using the Robot Structural Analysis software.

Keywords:

Seismic joint, RPA 2003, structure, bracing system, parameters, modeling, Robot.

ملخص:

تسمح الوصلات الزلزالية بحركات كبيرة متعددة الاتجاهات، مما يمكّن الهياكل من التحرك بحرية لتجنب التصادمات وضمان متانة الهياكل. يمكن أن تؤثر عدة معايير على عرض الفواصل الزلزالية.

نهتم في هذا المشروع بحساب ومقارنة عرض المفصل الزلزالي للمنشآت الخرسانية المسلحة بدلالة عدة معايير، معتمدين في حساباتنا على المعادلة الواردة في اللوائح الجزائرية الخاصة بالزلازل (RPA99 نسخة 2003). المعايير المأخوذة في الاعتبار هي نوع نظام التدعيم، وارتفاع الهيكل، أبعاد العناصر الحاملة والمعايير الزلزالية مثل المنطقة الزلزالية ونوع الموقع وأهمية الهيكل. كما تمت دراسة تأثير سُمك وتوزيع جدران التدعيم على عرض الوصلة.

تم إجراء النمذجة ثلاثية الأبعاد لمختلف الهياكل المدروسة وحساب الإزاحات باستخدام برنامج روبوت للتحليل الزلزالي.

الكلمات الدالة

الوصلة الزلزالية، اللوائح الجزائرية الخاصة بالزلازل، الهيكل، نظام التدعيم، المعايير، النمذجة، الروبوت.

Introduction générale

Introduction générale

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, ces activités se partagent en deux grandes catégories :

- Les bâtiments : ouvrages abritant des individus ou des biens
- Les Travaux Publics : ouvrages de construction d'utilité générale

Un des principaux défis auxquels est confronté l'ingénieur civil est l'impact des séismes. C'est pourquoi de nombreux ingénieurs civils utilisent des joints sismiques dans la conception des structures pour supporter les effets des séismes.

Il est souhaitable de simplifier et réduire le nombre de joints dans la construction, mais actuellement, il est essentiel d'explorer diverses méthodes d'assemblage pour atteindre cet objectif. En construction industrielle, les joints sont classés en fonction de leur fonction : joint de mouvement pour permettre le déplacement, joint de dilatation pour absorber la dilatation, joint de glissement pour permettre un glissement relatif, et joint de retrait pour gérer la contraction, et... Il est crucial d'étudier ces différentes approches pour mieux comprendre leur application et leur diversité.

Des joints sismiques sont fréquemment utilisés pour séparer un bâtiment en plusieurs parties indépendantes. Ils créent une séparation entre les bâtiments adjacents ou les différentes parties d'un même bâtiment, permettant ainsi aux murs, planchers et toits de se déplacer librement lors d'un séisme sans interagir les uns avec les autres.

Les joints entre blocs sont nécessaires pour permettre des déformations différentes des structures sous l'action du séisme, une largeur insuffisante ou leur remplissage entraîne un risque de chocs entre blocs. En situation sismique, il est nécessaire de prévoir un joint sismique avec une distance minimale entre deux bâtiments voisins, permettant d'éviter l'entrechoquement. Pour créer et dimensionner un joint sismique, des exigences minimales doivent être respectées.

Dans ce travail, on va étudier les paramètres influençant la largeur du joint sismique dans les structures en béton armé.

Le travail de mémoire est organisé en six chapitres :

- Le premier chapitre : L'objectif de ce chapitre est de donner d'une part, un aperçu sur les séismes et leurs effets sur l'environnement, et de préciser d'autre

part les principes et les objectifs visés par les règlements parasismiques afin d'améliorer d'avantage le comportement des structures vis-à-vis des séismes et minimiser de ce fait les pertes en vies humaines.

- Le deuxième chapitre se concentre sur l'étude des joints, en analysant leur rôle dans la résistance aux séismes et en examinant les différentes techniques de conception et de renforcement des joints pour améliorer la performance sismique des structures.
- L'exposition et la présentation des structures étudiées seront l'objet du troisième chapitre : les caractéristiques géométriques, structurelles et les matériaux utilisés
- Le quatrième chapitre est réservée au pré- dimensionnement des éléments de la structure d'origine, tels que les planchers, et les escaliers.... et la descente de charge des éléments.
- Dans le cinquième chapitre, on présente brièvement le logiciel de calcul par élément finis robot, avec lequel on va réaliser notre modélisation,
- L'objectif de ce dernier chapitre est se concentré sur la modélisation des structures en béton armé contreventées par portique et d'évaluer par la suite l'influence de différents paramètres sur la largeur du joint sismique. Parmi ces paramètres, nous examinerons la variation de la hauteur de la structure, cinq niveaux seront présentés (R+4, R+6, R+8, R+10, R+12), les changements de sections des éléments structurels tels que les poteaux, les poutres principales et les poutres de chaînage, ainsi que l'impact des paramètres sismiques, tels que le site, la zone sismique et l'importance de l'ouvrage.

En deuxième lieu, nous exposons les résultats de comparaison entre une structure contreventée par portique et la même structure avec un contreventement mixte. Ensuite, nous effectuerons une analyse paramétrique pour examiner l'impact de divers paramètres tels que l'épaisseur et la disposition des voiles de contreventement sur la largeur du joint sismique. Notre travail sera clôturer par une conclusion.

Chapitre I :

Généralité sur les séismes

Chapitre I: Généralité sur les séismes

I.1 Introduction:

Les séismes apparaissent comme une manifestation perceptible de phénomènes qui se poursuivent à l'échelle des temps géologiques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme.

Il est encore sans doute-prévoir ou empêcher les séismes, nous devons s'efforcer d'en limiter les dégâts. Cette démarche commence par la connaissance détaillée de l'action sismique à savoir la naissance du séisme la formation et la propagation des ondes, la représentativité des accéléro-grammes et des spectres associés. L'aboutissement de toutes ces connaissances nous amènerons certainement à une construction parasismique [1].

I.2 Les séismes (ou le tremblement de terre) :

A l'échelle des temps géologiques, les tremblements de terre sont des phénomènes instantanés qui résultent du glissement instable de deux compartiments de la partie supérieure de la croûte terrestre le long d'une zone de faille. La surface de faille affectée peut varier, de quelques (m²) pour les tremblements de terre les plus faibles, à plusieurs milliers de (km²) pour les séismes les plus importants.

I.2.1 Notion des séismes :

Le mot séisme vient du grec seismos qui signifie « secousse ». C'est une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle également de tremblement de terre. Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète Terre. Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol [1].

Chapitre I: Généralité sur les séismes

I.2.2 Foyer et épicentre :

Les ondes sismiques semblent provenir d'une région déterminée appelée foyer ou hypocentre du séisme. Le point de la surface du sol situé à la verticale du foyer est son épicentre. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogramme est appelée distance épacentrale [1].

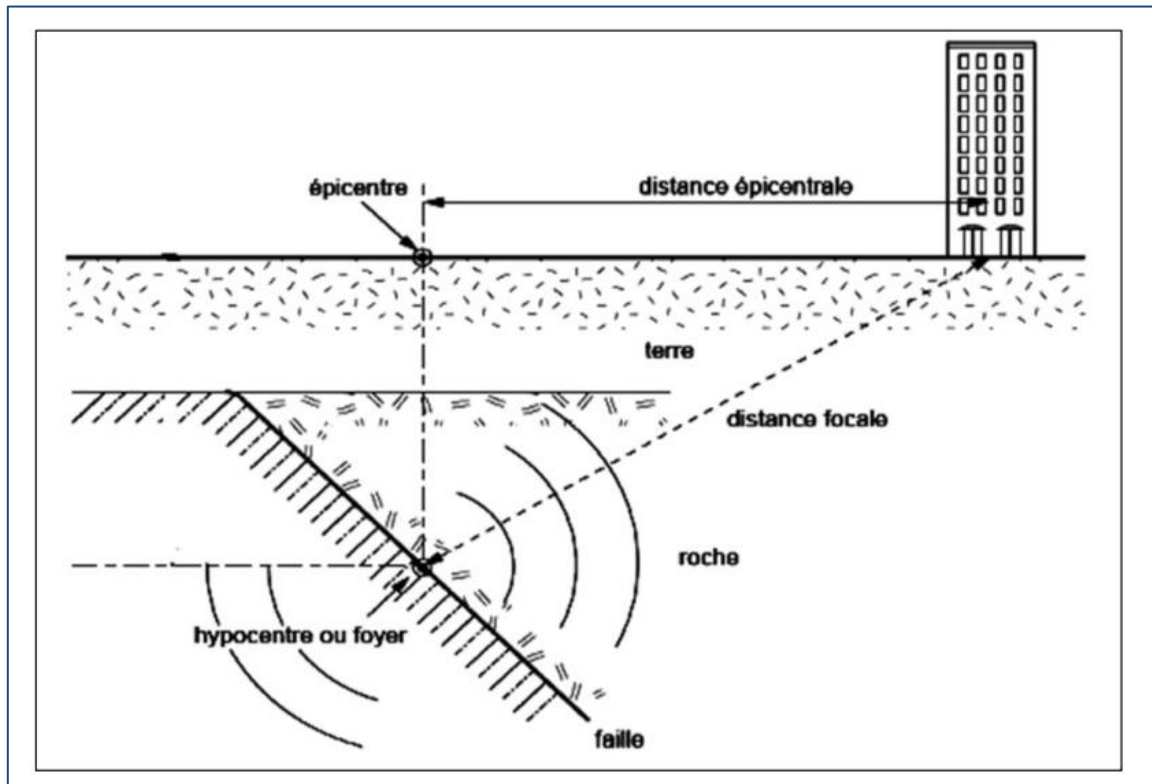


Figure I.1 : localisation de séisme. [2]

I.3. Les failles :

Le mouvement relatif continu des plaques tectoniques qui existe en profondeur dans la partie ductile du manteau est généralement accommodé par des ruptures successives dans la partie fragile superficielle de l'écorce terrestre. Les surfaces de ruptures sont nommées des failles tectoniques.

Une faille est donc une cassure avec déplacement de masse dans les matériaux rigides de l'écorce terrestre, en réaction à une contrainte. Les forces qui génèrent cette

Chapitre I: Généralité sur les séismes

contrainte peuvent agir en compression, en extension ou en couple, définissant autant de types de failles [1].

I.3.1 Type des failles :

Il existe trois types principaux de failles, classées selon le rejeu le long du miroir de faille. L'analyse des ondes sismiques permet de comprendre quel type de faille est à l'origine du séisme, de trouver l'orientation de cette faille, ainsi que la direction du glissement sur cette faille.

I.3.1.1. Faille normal :

Une faille est dite normale lorsque le compartiment supérieur descend par rapport au compartiment inférieur. Le pendage des failles normales est classiquement situé autour de 60 °. Ce type de faille est caractéristique des contextes d'**extension** : on en retrouve dans les bassins sédimentaires et au niveau des marges passives. Sur les cartes géologiques, le symbole universel pour une faille normale est une ligne noire bordée par de petits rectangles pointant vers le compartiment inférieur

I.3.1.2 .Faille inverse :

Une faille est dite inverse lorsque le compartiment supérieur monte par rapport au compartiment inférieur. Le pendage des failles inverses est classiquement situé autour de 30 °. Ce type de faille est caractéristique des contextes de **compression** : on en retrouve dans les zones de subduction et de collision. Sur les cartes géologiques, le symbole universel pour une faille inverse est une ligne noire bordée par de petits triangles pointant vers le compartiment inférieur.

I.3.1.3. Faille décrochant :

Une faille est dite décrochant lorsque son pendage est de 90 ° et que les deux compartiments coulissent. Les failles décrochant peuvent être **dextres** (bloc en face de la faille allant vers la droite) ou **sénestres** (vers la gauche). Ce type de faille est la conséquence de contraintes **cisailant**. Sur les cartes géologiques, le symbole universel pour une faille décrochant est une ligne noire.

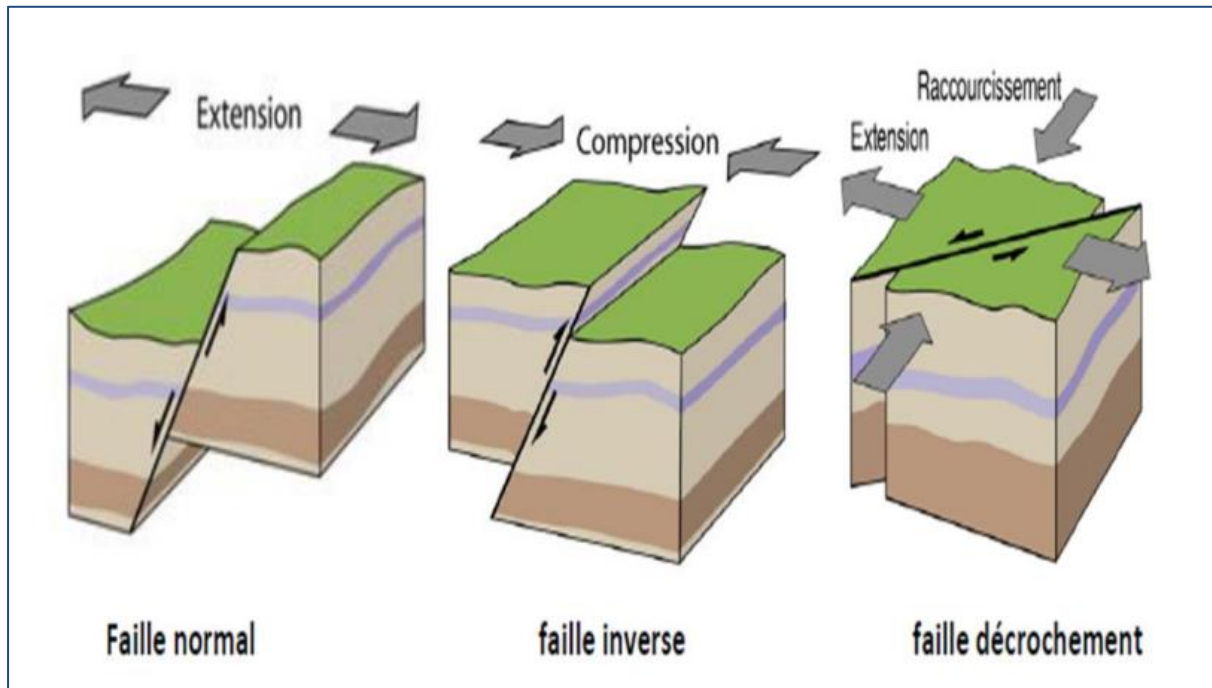


Figure I.2 : Les types des failles sismiques. [3]

I.4. Classification des séismes :

Le foyer ou l'hypocentre est le lieu qui constitue l'origine de l'énergie de l'ébranlement des roches. Selon la profondeur des foyers on classe les séismes en [1]:

- Les séismes superficiels.
- Les séismes intermédiaires.
- Les séismes profonds

I.4.1. Les séismes superficiels :

La croûte terrestre étant rigide, elle peut casser. Etant donné que les plaques lithosphériques épaisseur moyenne d'environ 70 Km, la majorité des séismes sont évidemment superficiels c'est à dire que les ont un foyer ne dépassent pas une profondeur de quelques dizaines de kilomètre (0 –70 Km environ).

I.4.2. Les séismes intermédiaires :

Ce sont des ébranlements dont la profondeur des foyers est comprise entre 70 et 350 Km. Cette catégorie de séismes constitue environ 25% de la totalité des séismes.

Chapitre I: Généralité sur les séismes

I.4.3 Les séismes profonds :

Ils sont rares que les deux catégories précédentes et ne représentent qu'environ 5%. Les séismes profonds ont des foyers qui se situent entre 350 et 700 Km.

I.5. Les Différentes Ondes sismiques :

Lors de la rupture, les ondes se propagent dans toutes les directions à partir du foyer et s'atténuent progressivement au fur et à mesure qu'elles s'éloignent. On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

1. Les ondes de surface qui se propagent à la surface du globe. Ce sont les moins rapides mais leur amplitude est généralement plus importante.

Elles sont donc très destructrices. Leur effet est comparable à rides formées à la surface d'un lac.

*Les ondes L (ondes de Love) qui se déplacent horizontalement et occasionnent de nombreux dégâts sur les fondations des constructions

*Les ondes R (ondes de Rayleigh): Leur déplacement est assez complexe (horizontal et vertical), à l'image d'une poussière portée par une vague.

2. Les ondes de volume qui se propagent à l'intérieur du globe. Leur vitesse de propagation dépend de la nature du matériau traversé.

*les ondes P (primaires) ou ondes de compression sont les plus rapides et donc les premières à être enregistrées par les sismographes. Elles se propagent dans tous les types de matériaux (solide, liquide, gaz). Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un séisme.

*Les ondes S (secondaires) ou ondes de cisaillement se propagent uniquement dans les solides.

Chapitre I: Généralité sur les séismes

I.6. Caractéristiques d'un séisme:

Le mouvement sismique est souvent caractérisé par : [1]

I.6.1. La Magnitude (M):

La notion magnitude a été introduite en 1935 par le sismologue américain RICHTER. Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille dans la zone épacentrale. En pratique, la magnitude d'une secousse sismique est déterminée d'après les enregistrements des mouvements du sol effectués en un certain nombre de points d'observation située à des distances quelconques de l'épicentre. La notion de magnitude est incomparablement supérieure à celle d'intensité, pour un même tremblement de terre.

Tableau I.1 : Echelle de Richter [4]

Magnitude	Description de l'intensité de séisme
2,5	Non ressenti, mais énergie par les sismographes
4,5	Provoque de faibles dommages
6	Destructif dans les régions peuplées
7	Grand séisme, provoque de sérieux dommages
8	Séisme majeur qui provoque la destruction totale des habitations

I.6.2. L'intensité : [1]

L'intensité d'un séisme est définie en un lieu par rapport aux effets produits par ce séisme, qu'ils soient seulement observés ou ressentis par l'homme (réveil, chute d'objets, fissures ...) ou qu'ils aient causés des dégâts plus ou moins importants aux constructions.

L'intensité d'un séisme dépend du lieu d'observation des effets causés par le séisme. Elle décroît généralement lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre du séisme mais varie aussi selon la structure géologique. Une forte intensité est souvent associée à des zones de roches molles (sable, vase, argile et remblais), alors qu'on note une faible intensité

Chapitre I: Généralité sur les séismes

dans des zones de roches plus solides (grès). Plusieurs échelles d'intensité ont été définies. Les plus utilisées sont l'échelle de Mercalli qui date de 1902 et qui a été modifiée en 1956 et l'échelle MSK créée en 1964, du nom des trois sismologues européens Medvedev, Sponheuer et Karnik. Ces deux échelles comportent douze degrés notés généralement en chiffres romains de I à XII. Le degré I correspond aux secousses les plus faibles, à peine ressenties, le degré XII aux secousses les plus fortes, celles ayant entraînées une destruction totale des bâtiments.

Tableau I. 2 : L'intensité [5]

Degré	Description
I	Non ressenti
II	Rarement ressenti
III	Faiblement ressenti
IV	Largement ressenti
V	Fortement ressenti
VI	Dégâts légers
VII	Dégâts significatifs
VII	Dégâts importants
IX	Destructions
X	Destructions généralisées
XI	Catastrophe
XII	Changement du paysage

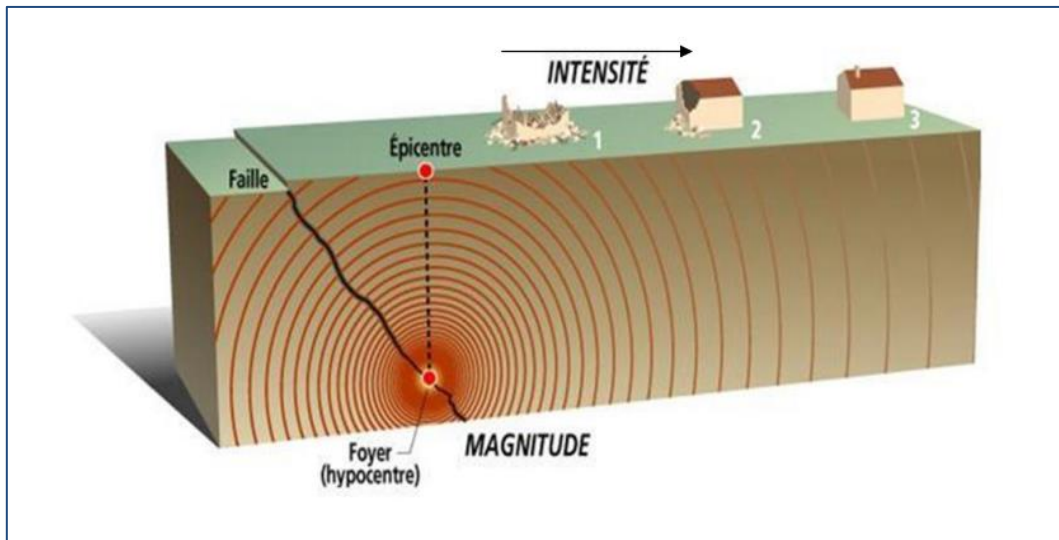


Figure I.3 : la décroissance de l'intensité sismique. [1]

I.7. Effets directs et induits par le séisme :

I.7.1 Effets de site directs :

Il s'agit d'une amplification des ondes sismiques directement liée à la configuration topographique ou géologique du site. Les ondes sismiques se trouvent piégées dans la structure. On en distingue deux types [1] :

I.7.1.1 Les effets de site topographiques :

Les sommets de butte, crêtes allongées, rebords de plateaux et de falaises sont le siège d'amplification importante du mouvement sismique.

I.7.1.2. Les effets de site liés à la structure et à la nature du sol :

Les caractéristiques mécaniques (densité, rigidité), la géométrie des formations (remplissage de fond de vallée) peuvent accentuer les effets du mouvement sismique.

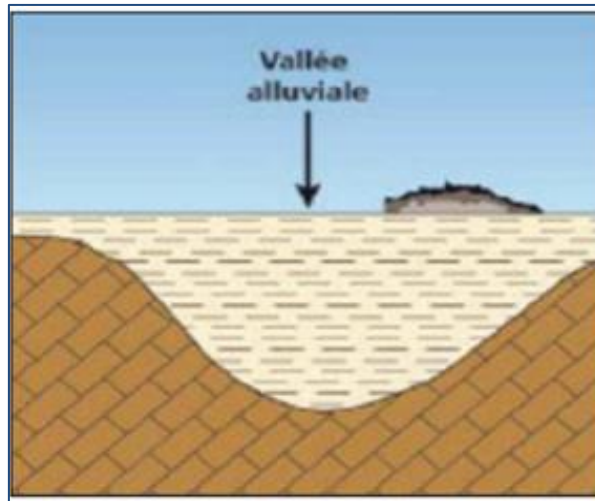


Figure I.4: les effets liés à la structure et à la nature du sol (remplissage de fond de vallée) [4].



Figure I.5 : l'effet topographique (Pilot butte).

I.7.2. Effets induits :

Il s'agit de l'apparition d'un phénomène dont la naissance est déclenchée par la vibration sismique [1].

I.7.2.1 Le phénomène de liquéfaction :

C'est un phénomène momentané. Il concerne les milieux granulaires (sableux ou limoneux) gorgés d'eau, l'agitation sismique peut provoquer un tassement rapide des sédiments, l'eau contenue dans les sédiments va alors être expulsée. Et cette action se traduit par la déstructuration du sol. Les constructions reposant sur des sols soumis au phénomène vont être particulièrement instables.



Figure I.6: Représentation du phénomène de liquéfaction des sols. [4]

I.7.2.2 Dans le cas des mouvements de terrain :

Les séismes peuvent provoquer des instabilités de terrain. Le plus souvent, la vibration sismique agit en tant que facteur déclenchant pour des terrains dont l'instabilité était le plus souvent latente. Les mouvements de terrain concernés peuvent être: des chutes de blocs, des glissements de terrain.[1]

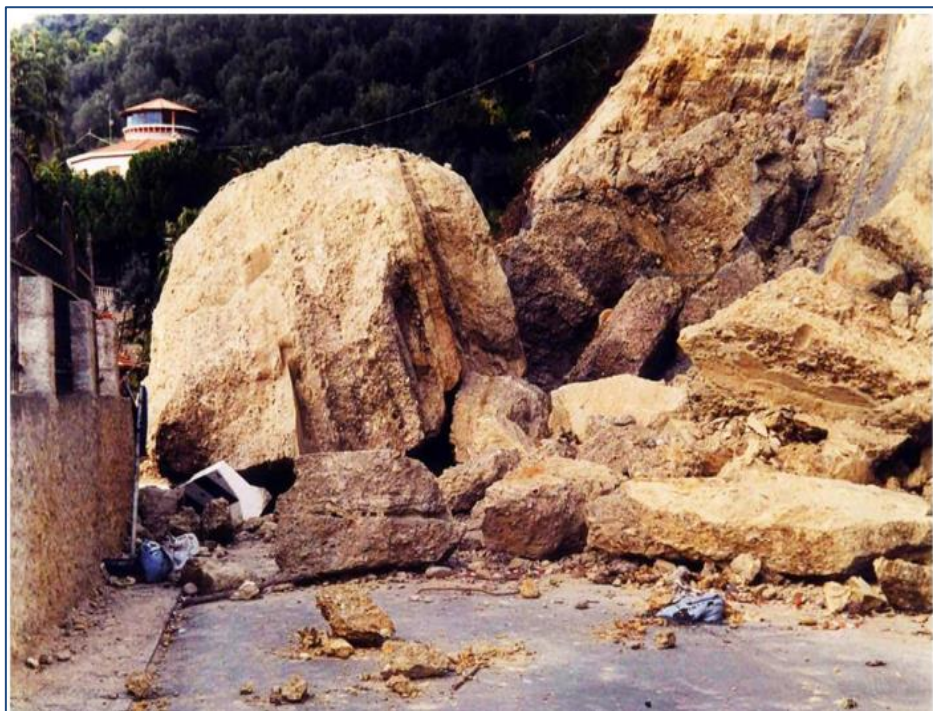


Figure I.7 : 1^{er} cas de mouvement de terrain (chute du bloc). [4]



Figure I.8 : 2^{ème} cas de mouvement de terrain (glissement de terrain). [4]

I.7.2.3. Les Avalanches :

Selon le même principe, un séisme peut être le déclencheur d'avalanches. La cohésion du manteau neigeux ou des couches de neige entre elles peut être rompue par la vibration.



Figure I.9: Avalanches de neige sous-marines

Chapitre I: Généralité sur les séismes

I.7.2.4. Les tsunamis :

Les séismes, s'ils se produisent dans la mer ou à proximité de la côte, peuvent être à l'origine de raz-de-marée ou tsunamis. La plus importante caractéristique d'un tsunami est sa capacité à se propager à travers tout un océan.

Des côtes situées à des milliers de kilomètres de l'épicentre peuvent être frappées, et cela de manière très meurtrière et dévastatrice.



Figure I.10 : L'effet de tsunamis sur les constructions.

I.8. Classifications des zones sismiques (voir modificatifs et compléments aux RPA99) : [5]

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable,
- Zone I : sismicité faible,
- Zone II : sismicité moyenne,
- Zone III : sismicité élevé.

Chapitre I: Généralité sur les séismes

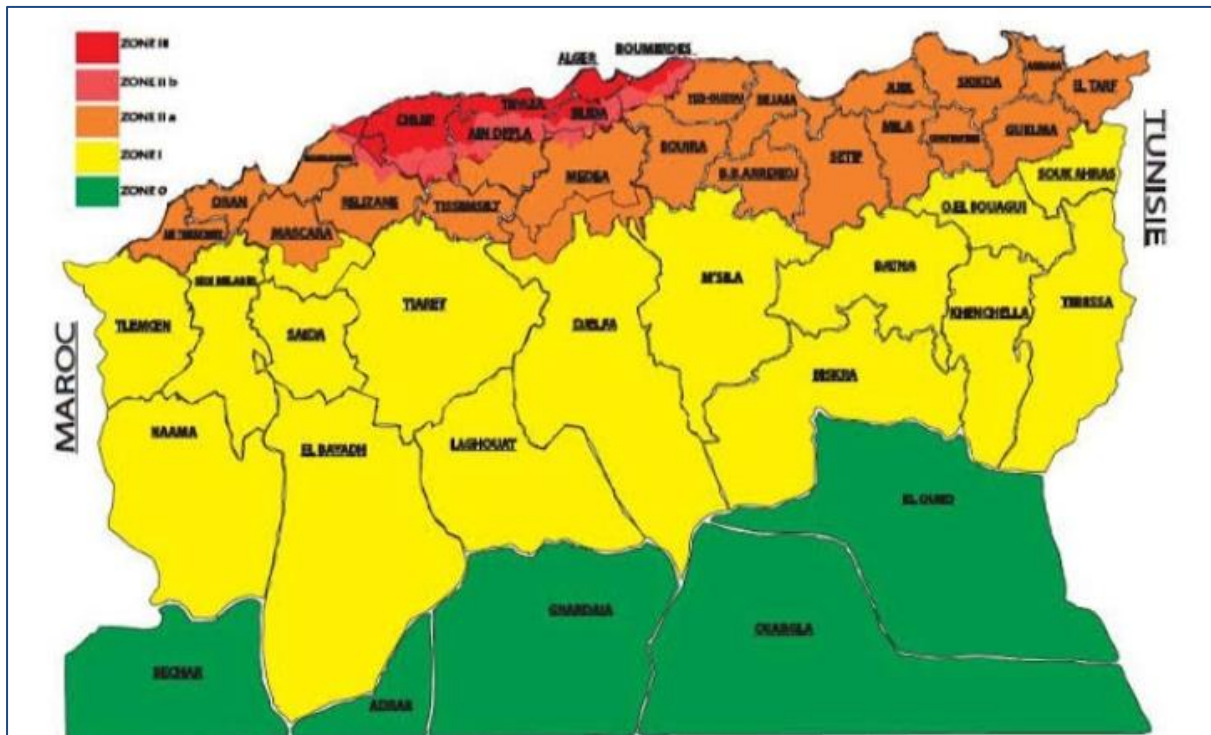


Figure I.11: carte de zonage sismique de l'Algérie

I.9. Tremblements de Terre en Algérie [5] :

L'Algérie (Boumerdes) a connu, le 21 mai 2003 (voir figure 3.6), un terrible séisme qui a fait plus de 2000 morts et des milliers de blessés et de sans-abri.



Chapitre I: Généralité sur les séismes



Figure I.12: Séisme de Boumerdes (Mai 2003)

Toute la côte nord de l'Algérie se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. On se souviendra du grand séisme dévastateur d'Al Asnam en 1980 qui a fait 3500 morts. La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasiennne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région. La carte ci-dessous (voire figure) présente l'histoire sismique de la région depuis 1990. La plus part des séismes sont superficiels, dans la zone entre 0 et 33 km de profondeur.

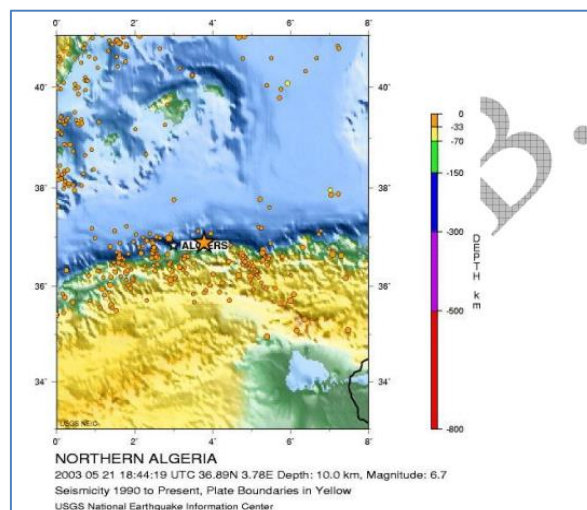


Figure I.13: Localisation des séismes en Algérie depuis 1990

Chapitre I: Généralité sur les séismes

Les tremblements de terre les plus importants (magnitude supérieure à 6) en Algérie des 100 dernières années sont donnés dans le tableau 3.

Tableau I.3 : les séismes les plus importants ($M > 6$) en Algérie depuis un siècle. [5]

Ville / Zone	Date	Magnitude	Victimes
Sour el Ghazlane	24/06/1910	M=6,6	-----
Nord d'El Asnam (Chlef)	25/09/1922	M=6,1	2 morts
El Asnam (Chlef)	09/09/1954	M=6,7	1243 morts
El Asnam(Chlef)	10/10/1980	M=7,3	2600 morts
Zemmouri (Boumerdes)	21/05/2003	M=6,9	2300 morts

I.10.Conclusion :

L'aléa sismique est omniprésent sur le globe terrestre et cela depuis les ères précédentes, à cause de la tectonique des plaques. Aujourd'hui la recherche s'améliore afin de trouver les causalités des séismes, et par conséquent de limiter les effondrements des constructions en trouvant les procédures de prévention contre ce risque naturel.

Chapitre II :

Les joints

II.a. Les joints

II.a.1.Introduction: [5]

Un joint est un dispositif utilisé dans plusieurs domaines ses fonctions et utilités diffèrent d'un domaine à un autre.

Un joint est une coupure (qui peut s'étendre jusqu'aux fondations) réalisée dans un ouvrage pour le diviser en plusieurs parties, chaque partie pouvant se déplacer ou se déformer librement sans que les sollicitations auxquelles elle se trouve soumise n'influencent l'autre partie. Un joint est donc une coupure artificielle dont l'emplacement, judicieusement choisi, évite l'apparition de fissures et leurs conséquences (perte d'étanchéité, infiltrations d'eau, chute de résistance, instabilité...).

II.a.2. Joint :

Aujourd'hui, en technologie de la construction, le terme de « joint » se rapporte à la façon dont les produits de construction se rencontrent et où ils se rencontrent. Deux définitions distinctes sont données par la norme internationale : [6]

- 1- Construction formée par les parties contiguës de deux ou plusieurs produits, composants ou ensemble de composants réunis, fixés ou solidarisés avec ou sans l'utilisation d'un produit de jonction.
- 2- Endroit dans le bâtiment où un joint est situé. Le joint peut être formé sans produit de jonction, comme entre les pierres d'un mur appareillé à joint sec, ou avec un ou plusieurs produits de jonction qui sont utilisés pour sceller le joint, fournir une fixation ou répondre à d'autres exigences [6].
- 3- Un joint est donc une coupure artificielle (fausses fissures) dont l'emplacement, judicieusement choisi évite l'apparition de fissures et leur conséquences (perte d'étanchéité, infiltrations d'eau, chute de résistance, instabilité)
- 4- Ces éléments peuvent être de même nature ou de nature différente (bois et béton)
- 5- Les qualités d'un produit pour joint sont :

- Adhérence
- Plasticité plus ou moins permanente (cela dépend des joints) pour permettre un libre jeu des éléments.
- Facilité d'utilisation et de mise en œuvre

II.a.3.Les fonctions des joints [7]

Les joints peuvent remplir 5 fonctions.

En premier lieu, ils permettent de faire face aux changements climatiques et à la **dilatation thermique**. En effet, des écarts de températures importants peuvent provoquer la fissuration des appuis et des façades, voire leur soulèvement. Ce phénomène peut compromettre la stabilité des ouvrages et s'avérer dangereuse pour leurs occupants.

Les joints peuvent également réduire et compenser en partie les conséquences des **tassements différentiels** des fondations engendrées par les forces verticales et horizontales.

Par ailleurs, les joints limitent le phénomène de **retrait du béton** (retrait thermique et hydraulique) lors de son séchage.

Les joints sont employés pour réduire les conséquences sur les ouvrages des **vibrations** provoquées par la circulation des machines et des véhicules.

Les joints remplissent une dernière fonction : ils permettent d'atténuer la **déformation des ouvrages** sous l'effet de la pression exercée par le vent.

II.a.4.Les Produits de remplissage :

Les joints sont traités au plâtre ou au mortier, dans certains cas toutefois lorsque par exemple les faces des joints doivent jouer fortement l'une par rapport à l'autre on est amené à utiliser des produits spéciaux.

- **Mastic** : produit dans la consistance à froids est suffisamment molle pour permettre l'utilisation en calfeutrement (bouchage) étanche des joints.

- **Garniture d'étanchéité** : cardon ou bande de matière plastique ou élastique servant à assurer l'étanchéité du joint à l'air ou à l'eau.
- **Joint à la pompe** : produit poteaux, plastique appliqué à la pompe à main ou mécanique.
- **En Caoutchouc**

II.a.5. Les types des joints [6]

A. Joint de maçonnerie : [8]

Les joints de maçonnerie désignent tous les intervalles comblés entre les pierres ou les moellons. Les joints ont une utilité essentielle dans le travail de finition. Il en existe de plusieurs sortes. Les joints de maçonnerie servent à combler les intervalles entre les pierres, les briques ou les moellons. On les réalise surtout pour rectifier le calibrage et compenser les irrégularités des supports, à l'horizontale comme à la verticale.

Le jointage ne doit pas être effectué tout de suite après la maçonnerie. Il est préférable d'attendre quelques semaines et de les réaliser par un temps sec. Les joints de maçonnerie peuvent avoir plusieurs utilités. On peut s'en servir pour :

- lisser la façade;
- accentuer la forme des briques;
- obtenir une finition brossée, peignée, etc :
- réaliser des moulures;
- changer la texture de la façade

A.1. Joint sec

Joint entre pierres de taille réalisée sans aucun matériau de jonction, un joint sec est l'étanchéité entre deux pièces, seulement assurée par le parfait état des surfaces en contact. Néanmoins, pour des usages sévères (température et pression élevées, liquide corrosif) les déformations accentuent les légers défauts de planéité occasionnant des fuites.

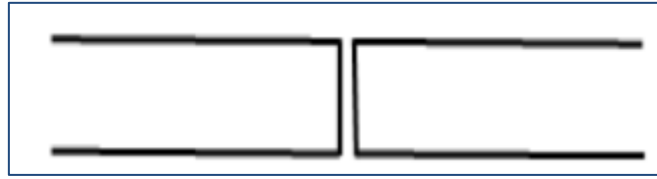


Figure II.1 : Joint sec.

A.2. Joint garni

Joint entre pierres, garni d'un matériau de jonction.

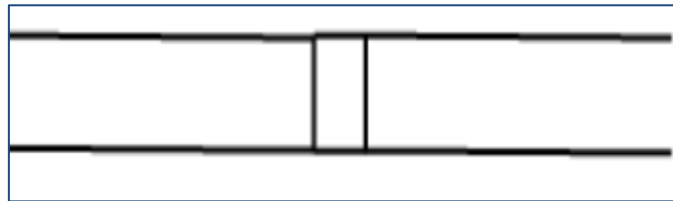


Figure II.2: Joint garni.

A.3. Butée de maçon

Joint d'équerre bout à bout formé par une pierre d'angle.

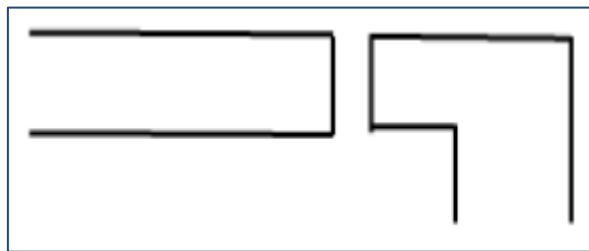


Figure II.3 : Butée de maçon

A.4. Joint à emboîtement

Joint entre pierres de taille dont une pierre possède une saillie taillée pour s'adapter dans une rainure de la pierre adjacente.

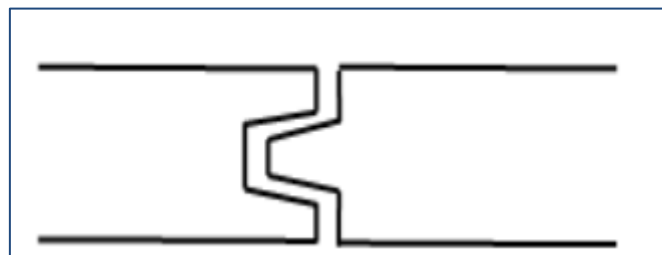


Figure II.4 : Joint à emboîtement

A.5. Joint à feuillure

Joint qui possède une coupe en feuillure dans les côtés opposés de deux pierres associées.

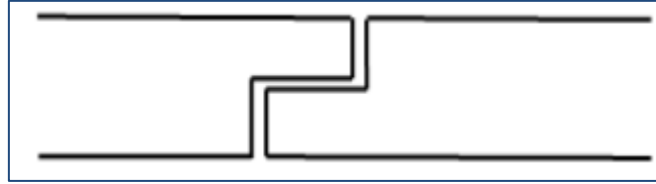


Figure II.5 : Joint à feuillure.

A.6. Joint clavette

Joint connecté au moyen d'une ardoise ou d'une clé, en métal non ferreux, ou d'une pierre formant clavette, utilisé horizontalement entre les pierres d'un couronnement ou verticalement entre les pierres constituant le fût d'une colonne.

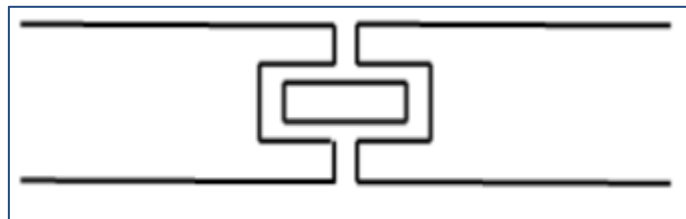


Figure II.6 : Joint clavette.

A.7. Joint à clé en queue d'aronde ou à crampon

Joint qui possède une rainure taillée en queue d'aronde dans les pierres contiguës de façon à ce qu'un crampon d'ardoise, de plomb ou de métal non ferreux puisse y être ajusté pour former une clé.

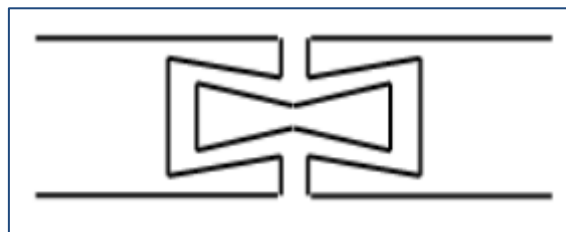
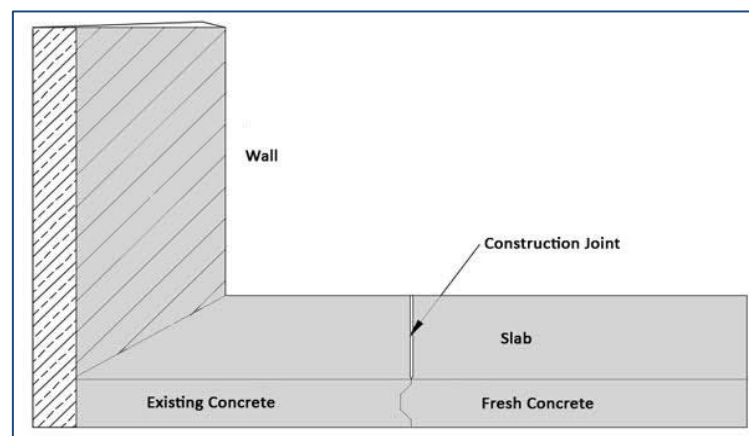


Figure II.7 : Joint à clé en queue d'aronde ou à crampon

B. Joint en structures industrielles [6]

B.1. Joint de construction

Également dénommé joint d'arrêt de coulage, Joint, particulièrement en ouvrage de béton, formé à un endroit d'interruption de l'ouvrage construit. Les opérations de bétonnage doivent être prévues, lorsque cela est possible, pour s'arrêter au niveau d'un joint de dilatation ou de retrait, mais lorsque cela n'est pas possible, un joint de construction est utilisé. Il n'est pas conçu pour prendre en charge le mouvement, mais il constitue un plan de faiblesse et est donc une source potentielle de fissures.



FigureII8: Joint de construction

B.2. Joint de retrait

Joint qui est formé pour prendre en charge les mouvements de retrait, particulièrement à la contraction du béton due à la perte d'humidité et à la contraction thermique associée à la perte de chaleur ou d'hydratation, cette dernière causant un retrait plus important. Les mouvements de retrait peuvent être considérés comme irréversibles bien que le joint soit toujours sujet à un mouvement cyclique dû aux variations d'hygrométrie et de température.

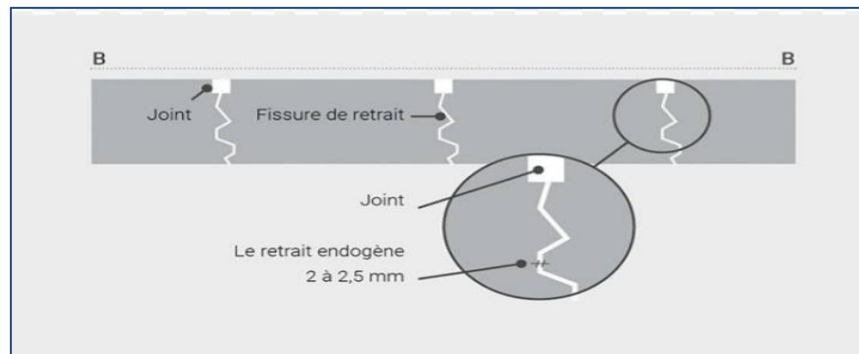


Figure II.9 : joint de retrait.

B.3. Joint de dilatation

Joint formé pour prendre en charge à la fois les mouvements de dilatation et de contraction de la structure causés par les variations cycliques de température et d'hygrométrie. En ouvrage de béton, le joint de dilatation fournit une discontinuité à la fois dans le béton et l'armature. L'interstice formé entre les parties adjacentes de la structure est conçu pour prendre en compte le mouvement maximal de fermeture. Une limitation des longueurs des éléments limitera leur allongement (ou rétrécissement). C'est pourquoi les règlements imposent une distance entre joints, pour les constructions en béton armé, d'une façon générale :

- De 25m pour les régions à fortes variations thermiques ou très sèches (montagne, désert).
- De 50m dans les régions humides et tempérées.
- Ces distances sont doublées pour les constructions en acier

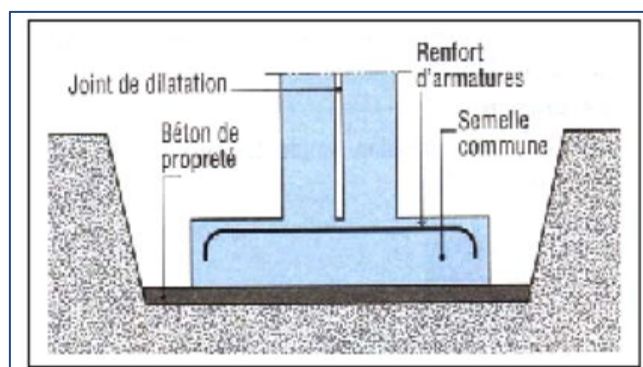


Figure II.10: joint de dilatation.

B.4. Joint sismique [9]

On peut parler de joint parasismique, lorsque le joint de dilatation est mis en œuvre sur une construction en zone sismique. Pour éviter que 2 parties d'une construction susceptibles d'être mises en mouvement pendant un séisme avec des vibrations et des tassements différentiels importants ne se touchent, on prévoit des joints sismiques dont l'épaisseur devra être calculée conformément aux règles parasismiques en vigueur.

Ces joints doivent être comblés au moyen de produits conçus pour résister à des conditions extrêmes. Le joint sismique Techno-K proposé par Adesol, expert en profilés techniques, trouve ses applications sur des constructions particulièrement exigeantes (centres commerciaux, hôpitaux, gares, aéroport et autres établissements recevant du public) implantées sur un site exposé au risque de tremblement de terre.



Figure II.11: joint sismique

B.5. Joint de retrait induit

Joint de retrait constitué d'une rainure superficielle destinée à permettre la formation éventuelle d'une fissure régulière de retrait. Cette rainure, jointoyée en surface, reçoit un remplissage en milieu ou en fond de joint.

B.6. Joint de talon

Joint de construction horizontal entre le talon réalisé verticalement sur la dalle de fondation et le mur de béton coulé in situ au-dessus du talon.

B.7. Joint de mouvement

Joint formé pour prendre en charge un mouvement relatif entre des parties contiguës de structure.

B.8. Joint ouvert ou joint d'écoulement

Joint entre deux composants de construction, particulièrement des panneaux de béton, entre lesquels l'interstice est conçu pour être laissé ouvert, avec éventuellement une protection par déflecteur.

B.9. Joint de retrait partiel

Joint de retrait dans lequel une discontinuité intentionnelle est prévue dans le béton tout en maintenant la continuité de l'armature.

B.10. Joint de tassement

Il est prévu lorsque le sol n'est pas homogène sous la construction ou lorsque les charges sont différentes. Le joint de tassement permet d'éviter les fissures et les dégâts que provoquerait un tassement différentiel du sol. Les joints de tassement sont réalisés en divisant les parois en 2 parties entièrement indépendantes, sur toute leur hauteur et leur profondeur. La division doit être franche et les joints doivent être les plus rectilignes.

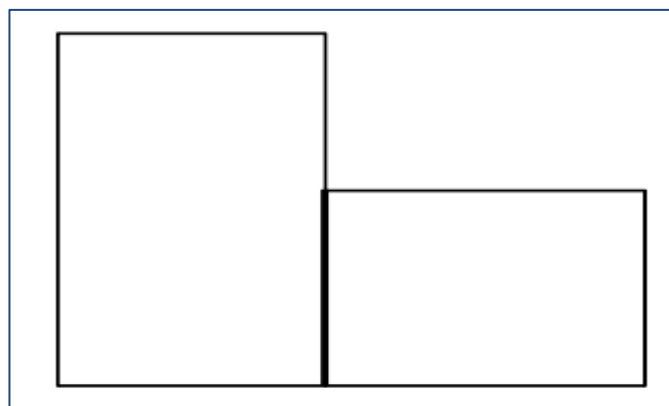


Figure II.12 : joint de tassement.

B.11. Joint de rupture

Doit être prévu entre deux parties mitoyennes d'un ouvrage où entre deux ouvrages mitoyens quand il existe des risques de tassements différentiels pour des ouvrages de

poids différents ou avec sol à changement brusque de compressibilité. Les joints de rupture sont eux aussi placés sur toute la hauteur et toute la largeur du bâtiment.

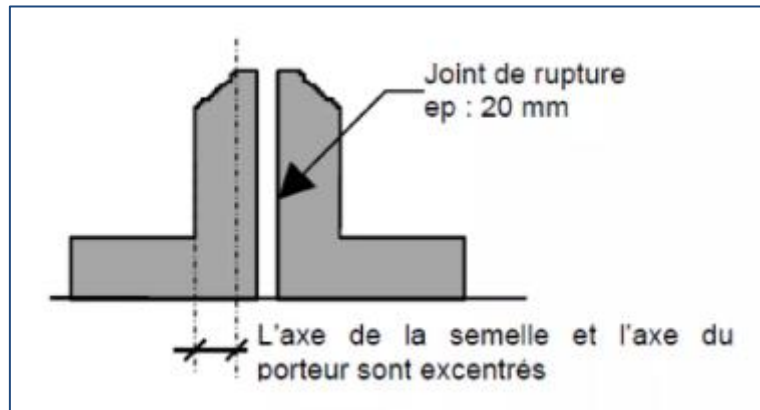


Figure II.13 : joint de rupture.

II.b. les joints sismiques

II.b.1. Introduction:[10]

Les joints séismiques se produisent naturellement quand un bâtiment est construit à côté des autres. Des joints séismiques sont également fréquemment utilisés pour séparer un bâtiment en plusieurs parties simple. Un joint séismique crée typiquement une séparation entre les bâtiments adjacents ou des parties d'un bâtiment produisant la séparation des murs, des planchers, toits....etc. La conception des joints séismiques est complexe et nécessite des efforts par tous les membres de l'équipe de conception de s'assurer que le joint est correctement placé. Les joints sont coûteux et structuralement indésirables, ainsi, ils devraient être incorporés avec discrétion.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (Forme en T, U, L, H,...).

II.b.2.Qu'est-ce qu'un joint sismique ? [10]

Un joint sismique est l'espace laissé libre entre deux bâtiments ou deux parties d'un même bâtiment afin de dissocier complètement le comportement sismique des structures ainsi séparées. La présence du joint sismique permet de concevoir, de calculer et de dimensionner de manière indépendante les deux structures pour la situation sismique.

Les joints sismiques sont utilisés principalement dans les cas suivants :

- Pour deux bâtiments au voisinage l'un de l'autre ;
- Lorsque la configuration en plan d'un bâtiment est complexe, le comportement sismique peut être aggravé par les phénomènes de torsion, le comportement modal distinct des différentes parties d'un niveau et les concentrations locales de charges qui en découlent (Figure II.14). Dans ce cas, il peut être intéressant de transformer la configuration en plan par deux (ou plus) configurations plus simples, souvent rectangulaires, séparés par des joints sismiques (Figure II.15). Le bâtiment est alors constitué par deux (ou plus) structures dynamiquement indépendantes. La réalisation d'un joint sismique séparant un bâtiment en deux unités distinctes d'un point de vue dynamique améliore le comportement sismique d'ensemble. Elle peut par contre s'avérer assez délicate d'étanchéité et d'isolation thermique.

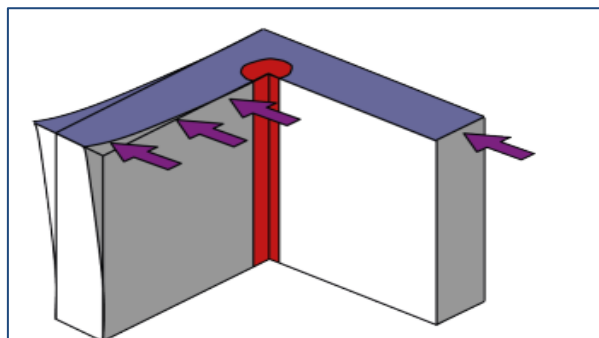


Figure II.14 : Comportement sismique différent pour les deux branches d'un plan en L

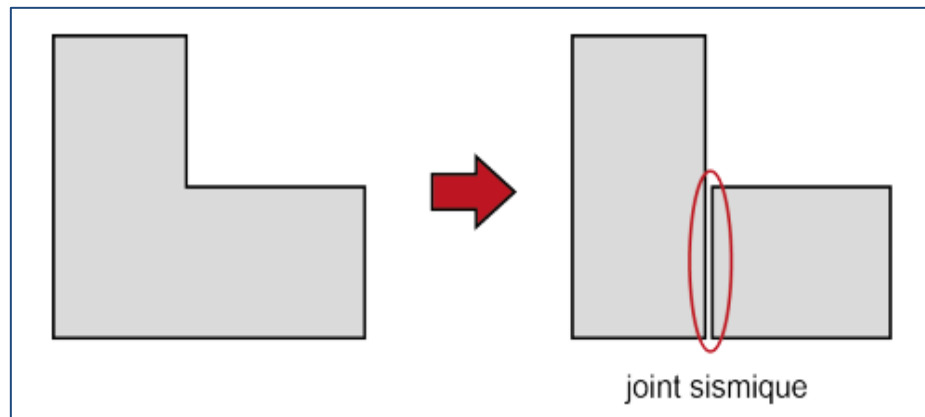


Figure II.15: D'une configuration en plan complexe (irrégulière) vers deux configurations simples (régulières) par l'adjonction d'un joint sismique

La Figure (a) montre un joint parasismique vertical large entre deux constructions susceptibles de présenter des déformations importantes en partie supérieure. Par contre la Figure (b) présente un joint parasismique vertical étroit entre deux parties d'un même bâtiment. Le joint est couvert d'un couvre joint souple [11].

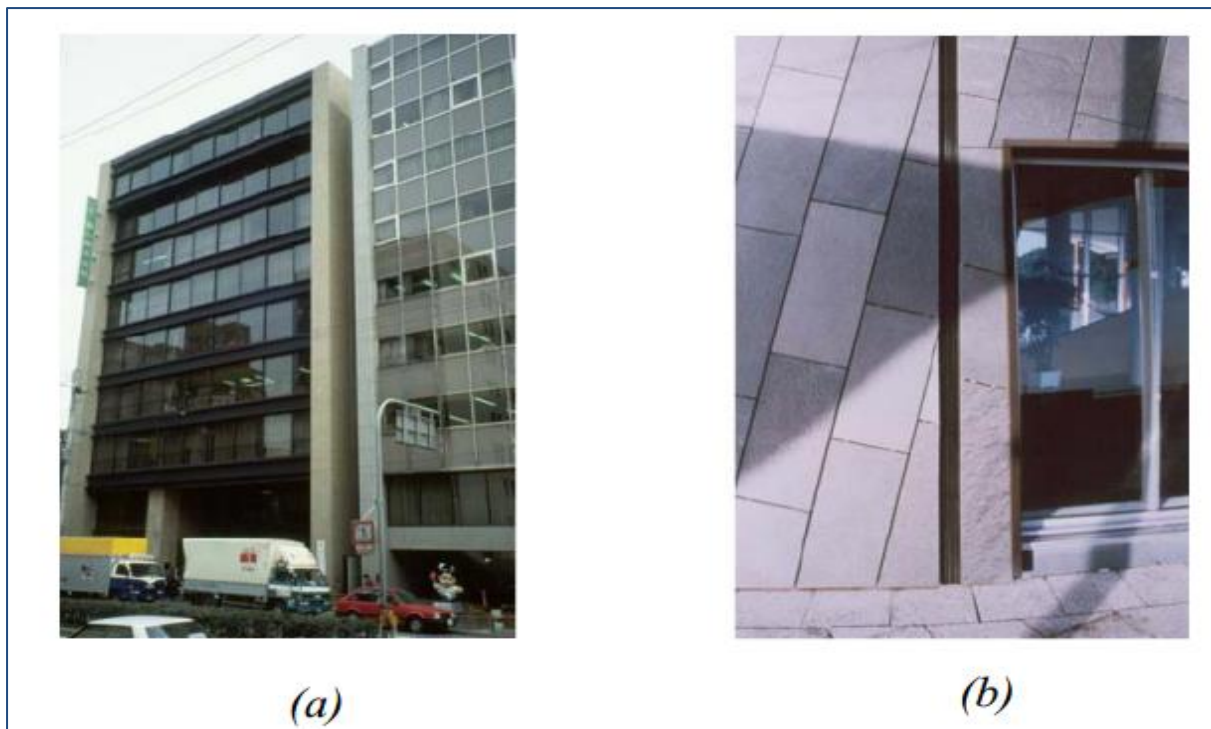


Figure II.16 : Présentation d'un joint parasismique. [11]

La structure de la Figure (a) illustre un entrechoquement de bâtiments pour cause de joint parasismique trop étroit au regard des déplacements réels, en outre, les deux bâtiments la Figure (b) se sont entrechoqués en l'absence de joints parasismiques [11].

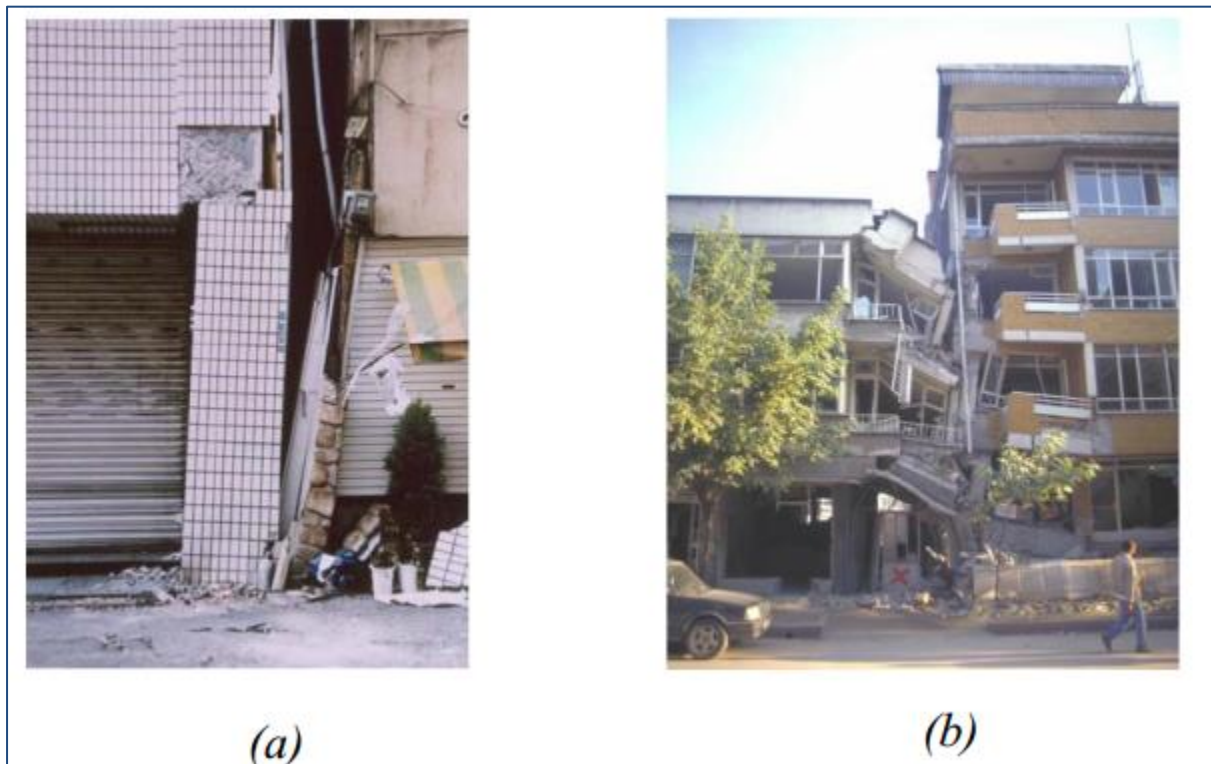


Figure II.17 : Effondrement des structures par entre choquement.[11]

II.b.3. Utilisation des joints sismiques [6]

Des joints sismiques ou des séparations entre des bâtiments adjacents qui sont construits à différentes périodes, ou ne sont pas compatibles l'un avec l'autre sont nécessaires et généralement inévitables. Dans un bâtiment simple, cependant, il est souhaitable d'éviter les joints séismiques autant que possible. En revanche de l'utilisation habituelle des joints sismiques dans le passé, les méthodes d'analyse modernes peuvent souvent fournir à l'ingénieur l'information et la confiance suffisante pour éliminer ces joints. Parfois il est même possible et souhaitable d'éviter des joints entre les ailes d'un bâtiment qui doivent être construites en deux phases ou plus.

II.b.4. Joint sismique et joint de dilatation

En situation sismique, il est recommandé d'une manière générale de traiter un joint de dilatation comme un joint sismique. Dans ce cas, le découplage entre les deux parties

séparées par le joint doit au minimum concerner les deux composantes horizontales de l'action sismique. [10]

Des joints de dilatation sont généralement placés à un certain intervalle régulier de longueur basé sur le taux prévu de mouvement de rétrécissement ou de température au-dessus de la longueur de bâtiment. Les joints sismiques, d'autre part, doivent s'adapter au mouvement dans les deux directions orthogonales simultanément et leur espacement n'est pas typiquement affecté par la longueur ou la taille de la construction. [6]

II.b.5.Dispositions minimales

Un joint sismique doit être dimensionné pour que l'espacement entre les deux structures limite le risque de ruine par entrechoquement. Il doit être libre de tout matériau et une distance minimale de 4 cm est recommandée par l'Annexe Nationale de l'EN 1998-1. Il n'est pas nécessaire de prolonger le joint sismique dans les fondations. Pour deux structures indépendantes séparées par un joint sismique et supportées par les mêmes fondations, le calcul de celles-ci doit tenir compte de la descente de charges simultanée des deux ouvrages le cas échéant.

II.b.6. Largeur des joints sismiques : [10]

La largeur des joints séismiques dans les bâtiments modernes peut changer juste de quelques millimètres à plusieurs centimètres, selon la taille et la rigidité du bâtiment. Les joints dans des bâtiments modernes tendent à être beaucoup plus larges, c'est dû à plusieurs facteurs principaux, en particulier les changements des codes de règles de calcul. D'autres facteurs de contribution sont, la rigidité latérale des bâtiments et l'identification de l'importance de déformations latérales.

La largeur du joint entre deux blocs a connu une évolution après chaque séisme qui a donné naissance à un règlement ou à un addenda au règlement .Par exemple :

L'article 3.21 des règles PS69 définit la valeur du joint entre deux bâtiments mitoyen par :

Chapitre II : Les joints

Les déplacements d_1 et d_2 sont déterminés suivant les hypothèses des articles 3.21 et 3.22 des règles PS69. La condition à satisfaire est :

$e = 1.15 (d_1 + d_2)$: contreventement par voile ;

$e = 1.30 (d_1 + d_2)$: contreventement par ossature.

Avec :

d_1 : Déplacement du bloc 1 : mitoyen au bloc 2

d_2 : Déplacement du bloc 2

Selon les règles parasismiques algériennes RPA99, la valeur du joint est déterminée par :

$$e = H_1 / \alpha$$

Avec :

H_1 : Hauteur du bâtiment mitoyen le moins haut

$\alpha = 300$ pour une construction en béton armé

$\alpha = 100$ pour une construction métallique La largeur minimale est fixée à 2.00 cm

Dans les règles parasismiques algériennes RPA99, la largeur du joint est donnée par :
Deux blocs voisins doivent séparés par un joint de largeur telle que ;

$$d_{\min} = 15\text{mm} + R (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm : supérieur ou égal à } 40 \text{ mm}$$

Où :

δ_i : Déplacement du niveau (i) dû à la translation + la rotation

δ_1 : Déplacement maximal du bloc 1

δ_2 : Déplacement maximal du bloc 2

Nota : Les déplacements δ_1 et δ_2 sont calculés au sommet du bloc le moins élevé.

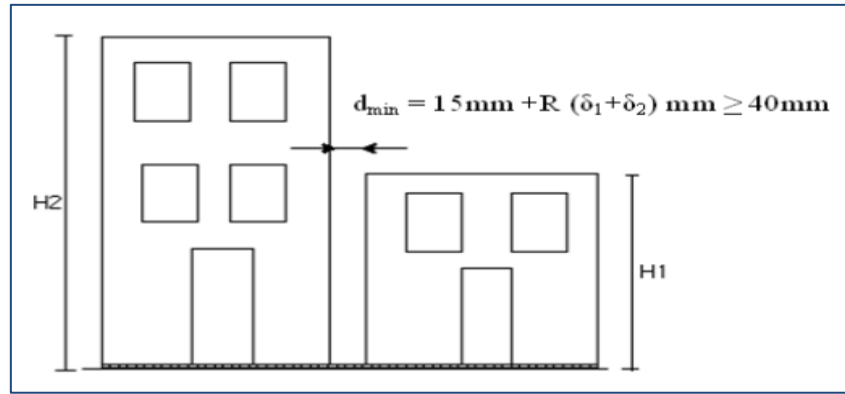


Figure II.18: Largeur de joint sismique. [5]

❖ **Avantage :**

- Possibilité d'absorber des déplacements horizontaux et verticaux importants,
- Emploi de liaisons et d'assemblages classiques entre éléments de la structure,
- Possibilité de séparer les deux parties du bâtiment vis-à-vis de l'état limite de résistance au feu de la structure. Un mur pare-feu ou coup feu peut être facilement construit au droit du joint de dilatation.
- Solutions recommandées dans les régions sismiques (dans ce cas, le joint doit satisfaire aux règles sismiques de conception et de calcul relatives à l'espacement entre blocs).
- Modification de la trame du bâtiment,
- Doublement des travaux de fondation,
- Nécessité d'un portique supplémentaire,

II.c.Conclusion :

Les joints ont un rôle très important dans une construction, c'est un régulateur de conflits (amortisseur de choc), il faut les disposer à chaque fois que cela est nécessaire (indispensable).

Chapitre III :

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

➤ **PARTIE 1**

III.1. INTRODUCTION :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels ; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Le présent travail a pour objet l'étude d'une structure (R+4). Un RDC et 04 étages à usage d'habitations. Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- **BAEL 91 modifié 99 et CBA93**

- **RPA99 version 2003.**

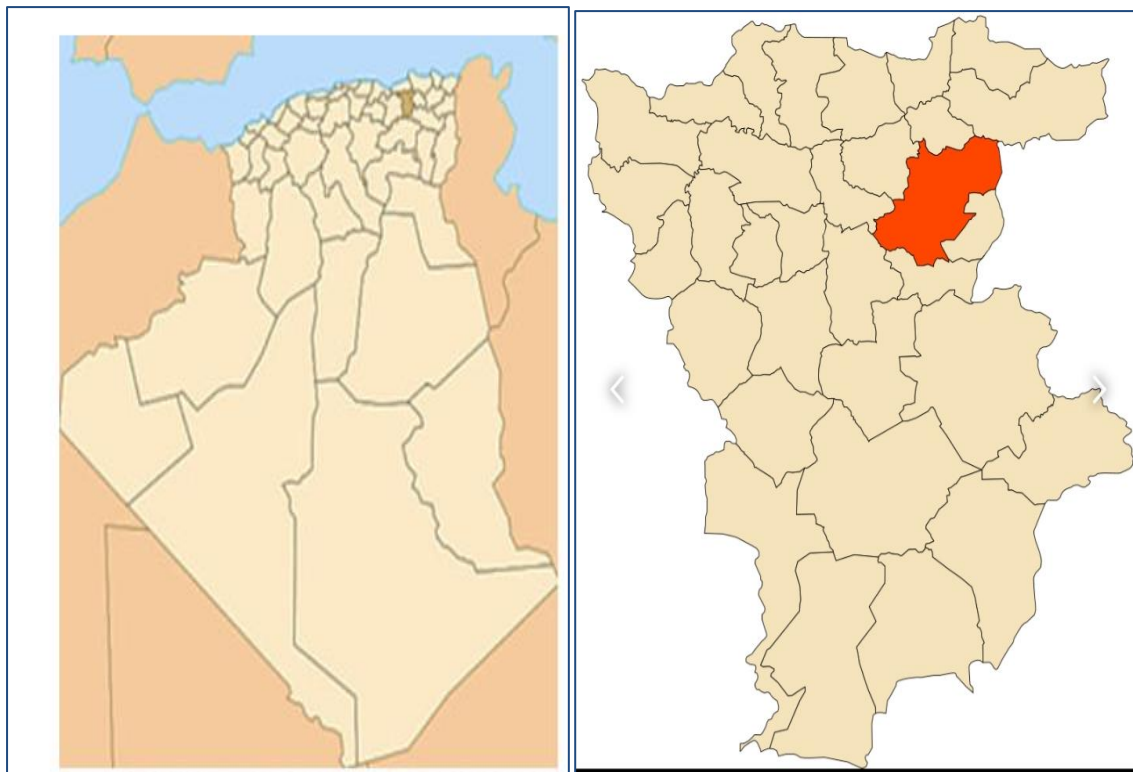
III.2. Présentation de L'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude des paramètres influençant la largeur du joint sismique pour les structures en béton armé à usage d'habitation constitué de:

✓ Cet ouvrage, est implanté dans la willaya de MILA classé selon le RPA 99 version 2003 comme zone de moyenne sismicité (Zone II a).

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieur à 48 mètres, ce qui conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/ version 2003 « **article 3.2** » dans le groupe d'usage 2.

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux



FigureIII.1: Situation géographique de notre ouvrage.

III.2.1 Caractéristiques géométriques de la construction

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Dimensions en plan

- Longueur de l'ouvrage 21.20 m
- Largeur de l'ouvrage 10.01m
- La surface de l'ouvrage 71.42 m²

Dimensions en élévation

- Etages courants ont une hauteur 3.06 m
- Hauteur de RDC 3.06m
- La hauteur totale de l'ouvrage 15.30 m
- La hauteur totale (Acrotère incluse) 15.90 m
- Le bâtiment a une forme rectangulaire.

III.2.2 Caractéristiques du site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone II a).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3)
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1.6$ bars.

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

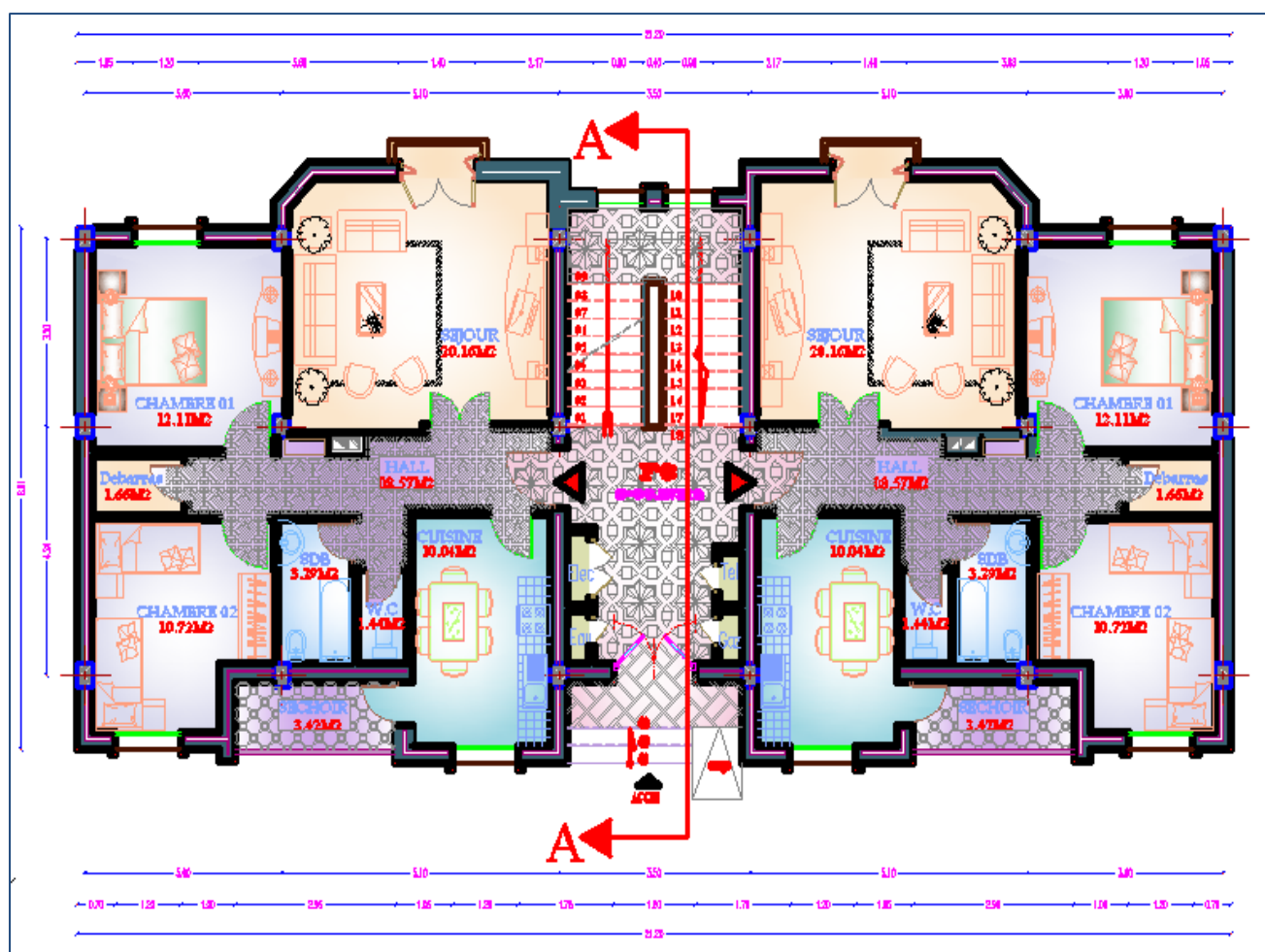
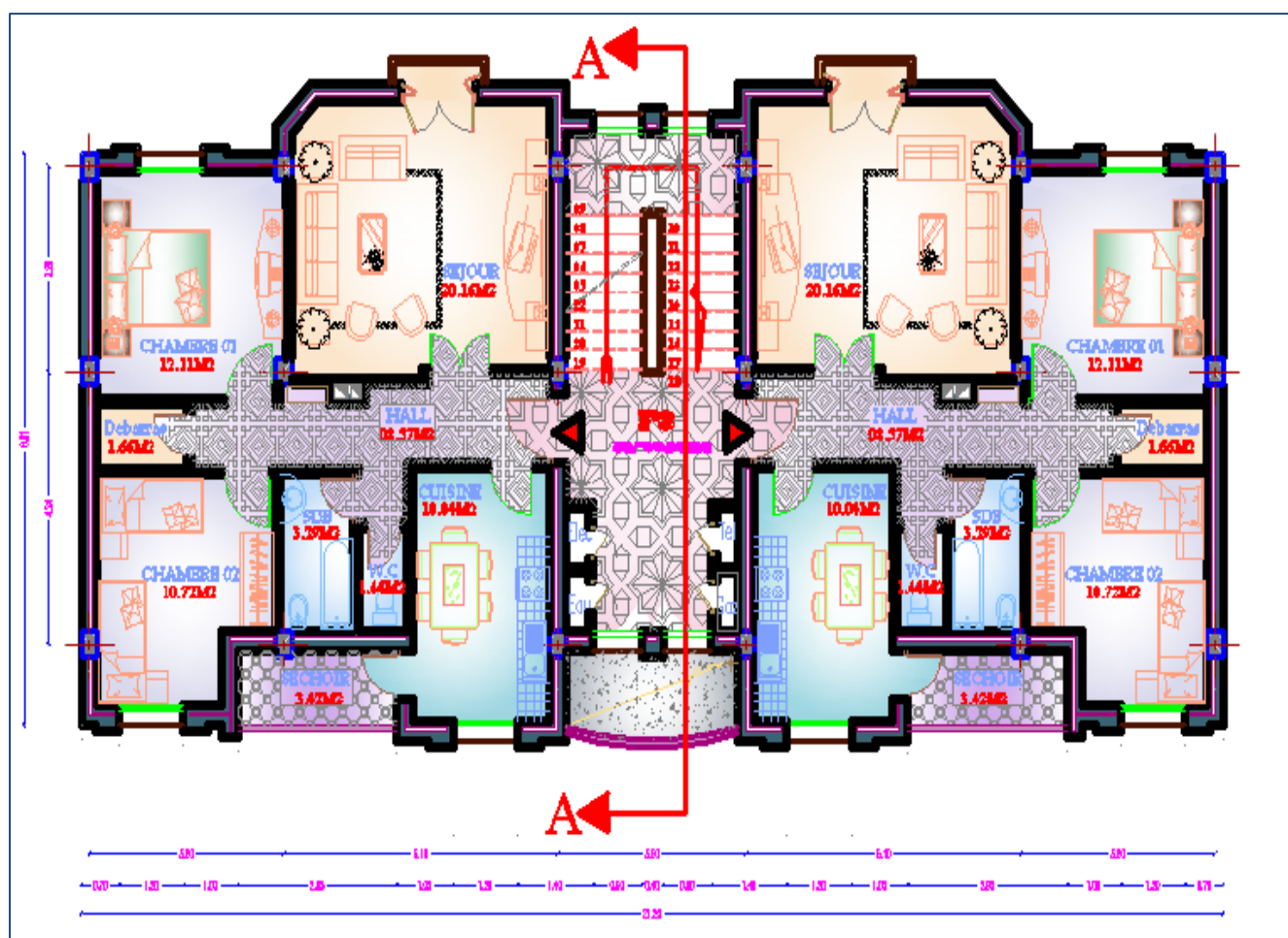


Figure III.2: Vue en plan du Rez-de-chaussée.



FigureIII.3: Vue en plan d'étage courant.

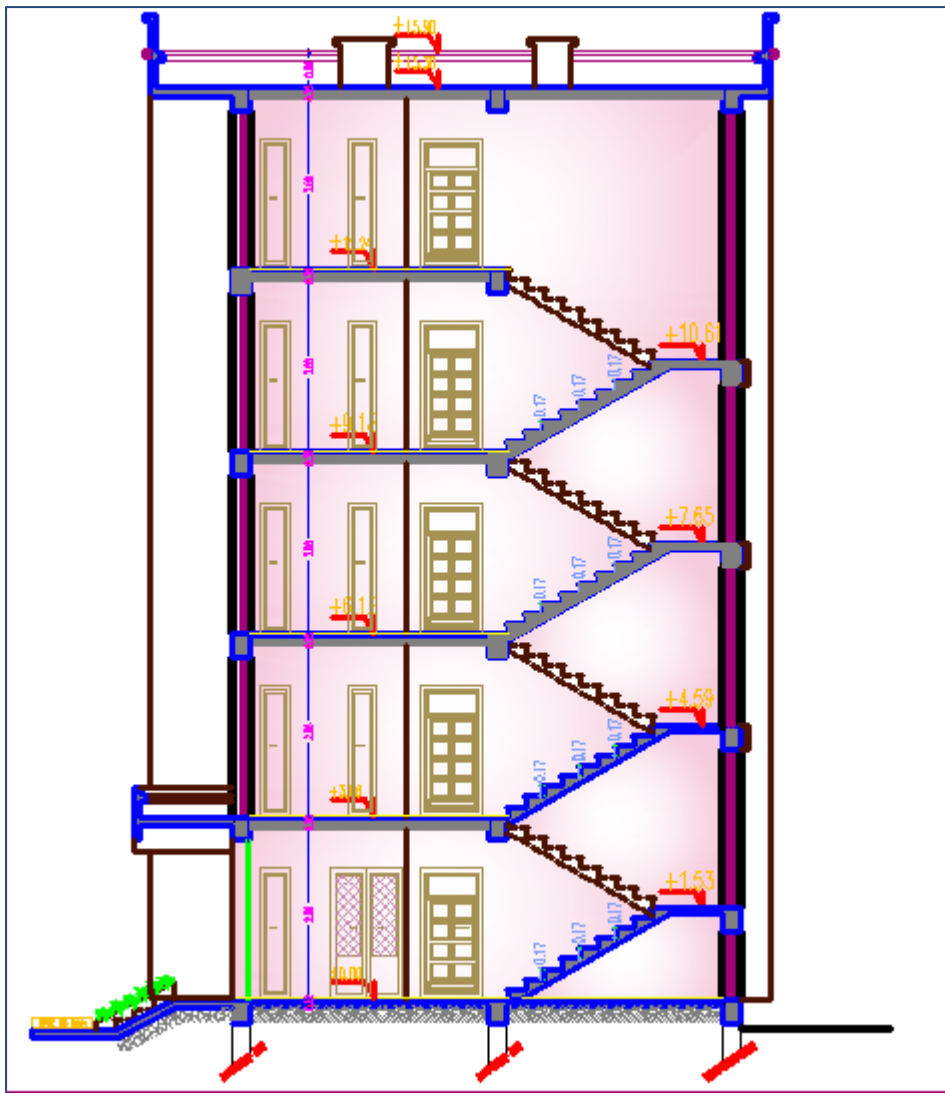


Figure III.4: Dimensions en élévation du bâtiment.

III.3. Les éléments de l'ouvrage:

Les éléments de l'ouvrage peuvent varier en fonction du type de construction. Cependant, voici quelques éléments communs que l'on retrouve généralement dans de nombreux ouvrages :

III.3.1. Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges, dans notre projet on a opté pour (02) deux types de plancher :

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- Plancher en corps creux« 16+4 cm» pour le rez de chaussée et les différents étages
- Plancher dalle pleine pour le balcon

III.3.2. La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse :

- a. **Murs extérieurs** : constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur (10+5+10)
- b. **Murs intérieurs** : constitués par une seule paroi de briques creuses de 10 ou 15 cm d'épaisseur

III.3.3. Terrasse :

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et système en multicouches.

III.3.4. Revêtements :

Les revêtements font référence aux matériaux utilisés pour couvrir et habiller les surfaces intérieures et extérieures d'un bâtiment. Ils jouent un rôle important dans l'esthétique, la protection et la fonctionnalité de l'ouvrage

a. Terrasse

- Protection gravillon.
- Enduit en plâtre.
- Isolation thermique.
- Forme de pente.
- Etanchéité multicouche.

b. Étage courant

- Enduit en plâtre.
- Lit de sable.
- Mortier de pose.
- Carrelage.

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

c. Murs extérieurs (double paroi)

Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

III.3.5.Escaliers :

Les escaliers sont des éléments architecturaux conçus pour faciliter la circulation verticale entre différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont composés de marches horizontales et de contremarches verticales, permettant aux personnes de monter ou descendre en toute sécurité. La structure comporte une cage d'escalier. RDC au 4^{ème} étage qu'est composé de deux volées et un palier.

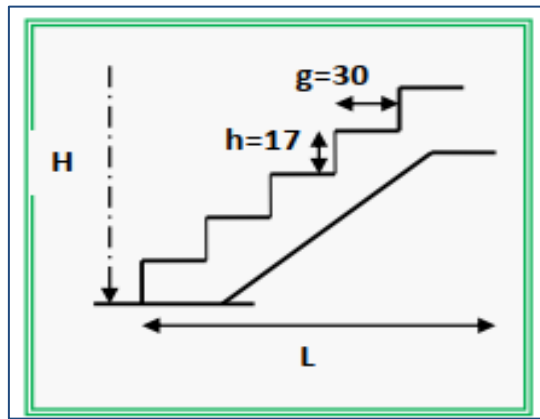


Figure III.5 : Schéma de l'escalier

III.3.6.L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'ateur et de 10 ou 15 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour objectif principal de faciliter le drainage des eaux de pluie et de garantir la sécurité.

III.3.7.Ossature contreventée :

Une ossature contreventée est un système de construction utilisé pour renforcer la stabilité d'une structure en lui conférant une résistance accrue aux charges latérales telles que les vents et les séismes. Elle est conçue pour éviter les déformations excessives et les dommages structuraux en cas de contraintes horizontales.

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques - voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

III.3.8. Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des charges apportées par la structure au bon sol.

III.4. Règles de Calcul :

Les règles de calcul sont des directives et des normes établies par des organismes de réglementation et d'ingénierie pour assurer la sécurité, la fiabilité et la conformité des structures et des ouvrages. Ces règles sont utilisées lors de la conception et de l'analyse des structures afin de déterminer les dimensions, les charges et les matériaux appropriés. On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

✓ Régles Parasismique Algérienne (**RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48**). ✓

Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2.2**).

✓ Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites (**BAEL 91**).

✓ Initiation au Béton Armé (**Règles BAEL91**).

III.5. Méthodologie de Calcul :

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

✓ Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel **ROBOT**.

✓ Définition des différentes charges statiques **G** et **Q**.

✓ Définition des charges statiques et dynamiques **Ex**, **Ey**.

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

✓ Calculs et vérifications selon le **BAEL91** et le **RPA99 version2003**.

➤ **PARTIE 2 :**

III.1. Caractéristiques des matériaux

Le choix des matériaux de structure est un compromis entre différents critères tels que le coût, la disponibilité locale et la facilité de mise en œuvre. Cependant, lorsqu'il s'agit de constructions de grandes dimensions, la résistance mécanique devient un critère décisif. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé, telles que celles définies par le Code du Béton Armé de 1993 (CBA93).

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. La présence des armatures est indispensable pour reprendre les charges horizontales mais aussi les efforts de traction et cisaillement vu que le béton a une faible résistance vis-à-vis de ce genre de sollicitation contrairement à sa résistance à la compression. Donc l'association de ces deux matériaux résulte en un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis

III.1.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable), les adjuvants et de l'eau. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

III.1.1.1 Composition du béton

Un béton courant un mètre cube, est composé de:

350 Kg de ciment (CPA 325).

400 l Sable ($0 < D_g < 5\text{mm}$).

800 l de:

- Gravillons ($5 < D_g < 15\text{mm}$).

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- Gravier ($15 < D_g < 25\text{mm}$).

175 l d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3

III.1.1.2. Résistance du béton :

a. Résistance à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 60 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

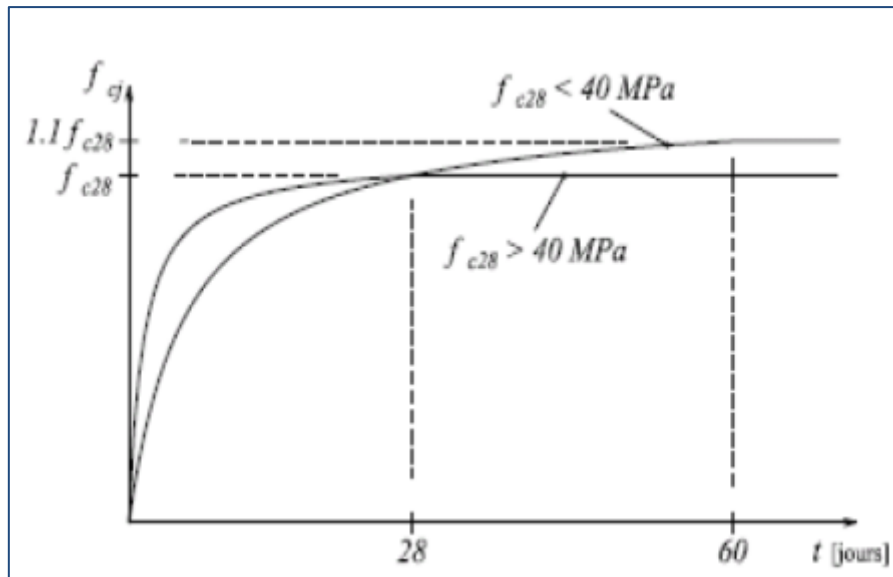


Figure III.6: Évaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} comprise entre 22 et 25MPa.

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

b. Résistance à la traction f_{tj}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien)

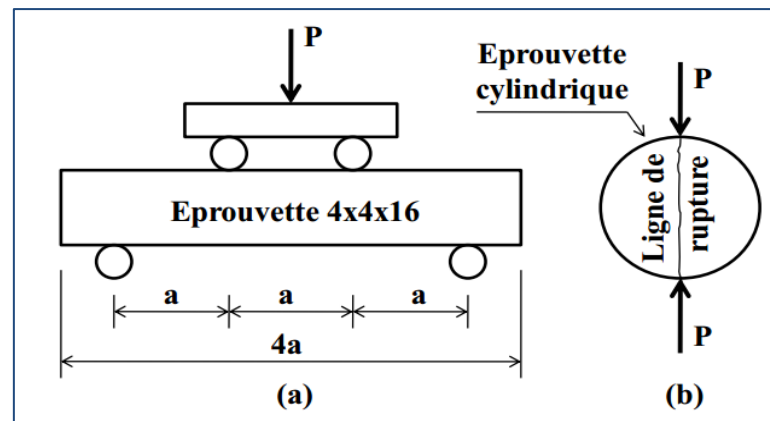


Figure III.7 : Résistance à la traction du béton

(a) Essai de traction par flexion

(b) Essai de fendage

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{Si} \quad f_{c28} \leq 60\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275f_{tj} \quad \text{Si} \quad f_{c28} > 60\text{MPa}$$

Pour j= 28 jours

$$f_{c28} = 25\text{MPa}; f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

C. Contrainte limite

C.1. Etat limite ultime

- **Contrainte ultime de compression**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après,

Avec :

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

- $\epsilon_{bc1} = 3,5 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{Si } f_{cj} \leq 40\text{MPa}.$

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

(4,5 ; 0,025 f_{cj}) ‰Si $f_{cj} > 40\text{MPa}$.

- La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

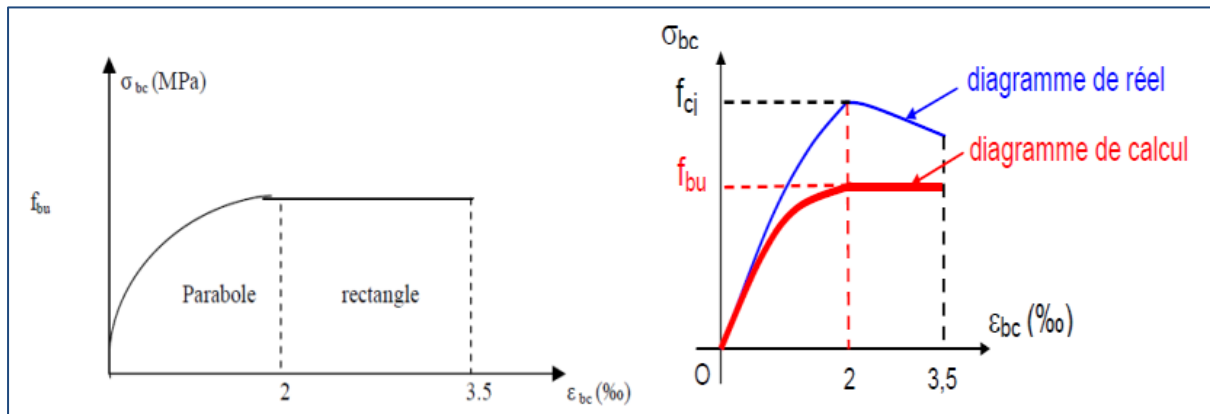


Figure III.8: Diagramme des contraintes du béton

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité:

$\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

θ : dépend de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Dans notre cas on $\theta = 1$.

$f_{bu} = 14,17\text{MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48\text{MPa}$ pour : $\gamma_b = 1,15$

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- **Contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

Pour la fissuration peu nuisible.

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right)$$

Pour la fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable

$$\tau_{adm} = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right).$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc:

$\tau_{adm} = 3,33\text{MPa}$ fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2,5\text{MPa}$ fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

C.2. Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

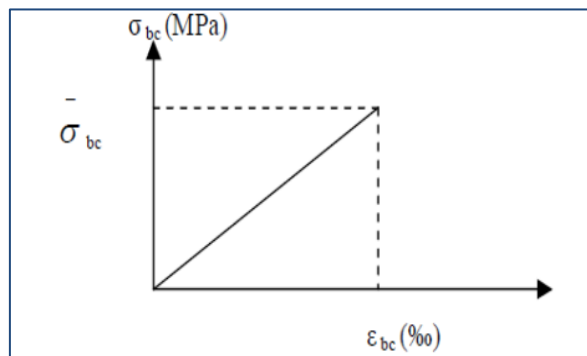


Figure III.9 : Diagramme des contraintes limite du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$

Avec:

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

❖ Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton; le module de Young **instantané** E_{ij} et **différé** E_{vj}

❖ Le module de déformation longitudinale instantané

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}, (f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa})$$

D'où : $E_{i28} = 3216\text{MPa}$.

❖ Le module de déformation longitudinale différé

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{vj} = \left(\frac{1}{3}\right) E_{ij}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{28}}$$

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a:

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ on a :

$$E_{v28} = 10721,40\text{MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20\text{MPa}$$

❖ Module déformation transversale

$$G = \frac{E}{2(2\nu+1)} \longrightarrow (\text{module de glissement})$$

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

$$G_{Els} = 18493,45 \text{ MPa}.$$

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_l}$$

Avec:

ξ_t : **déformation** limite transversale.

ξ_l : **déformation** limite longitudinale.

Pour le calcul des sollicitations (à l'ELS), le coefficient de poisson **est pris égal à 0.2**.

Pour le calcul des déformations (à l'ELU), le coefficient de poisson **est pris égal à 0**.

III.2. Acier

III.2.1 Définition

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

III.2.2 Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité: F_e

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- Principales armatures utilisés

Tableau III.1 : Fe en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soude à fils lisses	Treillis soude à hautes adhérences
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
Fe [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400.

III.2.3. Contrainte limite

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

- Etat limite ultime

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élastoplastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation:

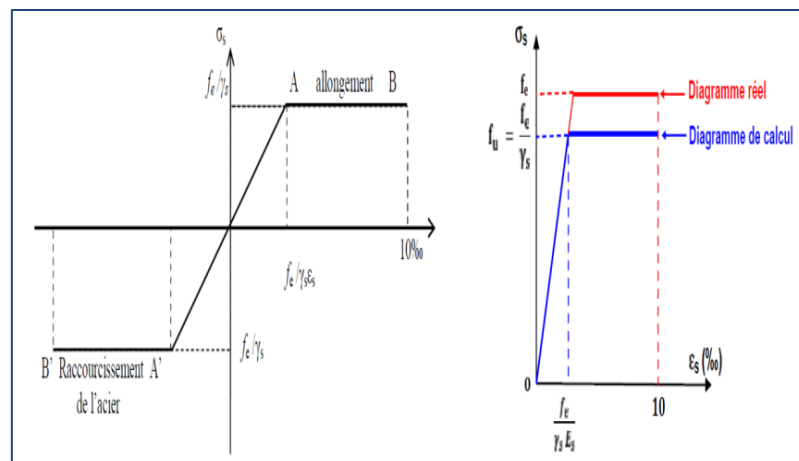


Figure III.10: Diagramme contrainte déformation de l'acier

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

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec:

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa.}$$

σ_s : Coefficient de sécurité $\longrightarrow \gamma = 1,15$ cas de situations durable où transitoire.

$\gamma = 1$ cas de situations accidentel les.

• Etat limite de service

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des, nous avons pour cet état :

➤ Fissuration peu nuisible (Art A-4.5.32 BAEL91):

Aucune vérification n'est requise.

$$\bar{\sigma}_{st} = F_e$$

➤ Fissuration préjudiciable (Art A-4.5.33 BAEL91):

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2\sqrt{f_{te}}, 110\sqrt{\eta} * f_{tj})$$

➤ Fissuration très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (1\sqrt{f_{te}}, 90\sqrt{\eta} * f_{tj})$$

Avec η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses(RL).

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences(HA).

• Dispositions constructives

Enrobage des armatures

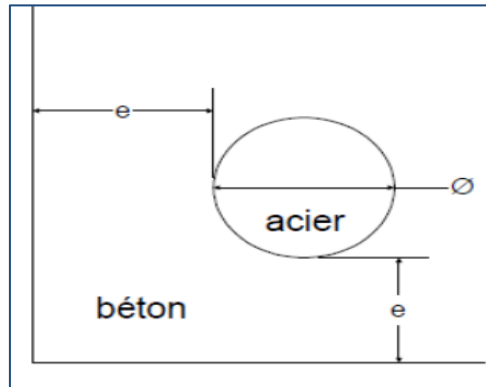
Afin de protéger les armatures de la corrosion, celles-ci doivent être suffisamment enrobées de béton. Est défini l'enrobage e .

L'enrobage e de toutes armatures est au moins égal à :

- 1 cm : locaux couverts non exposés aux condensations.

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

- 3 cm : exposé aux intempéries, condensations et liquide ou actions agressives.
- 5 cm : atmosphère très agressive, mer, fondationset toujours supérieur à Φ .



Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- Résistance mécanique du béton à la compression et à la traction:

$$f_{c28} = 25\text{MPa}; f_{t28} = 2.1\text{MPa}.$$

- La Résistance mécanique élastique d'armature à la compression et à la traction:

$$F_e = 400\text{MPa}.$$

- Module de déformation longitudinal instantané du béton : $E_{ii} = 32164\text{MPa}$, calculé selon la formule suivante :

$$E_{ii} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

- Module de déformation longitudinal différé du béton: $E_{vj} = 10819\text{MPa}$, calculé selon la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

- Module de déformation longitudinal des armatures : $E_s = 200000\text{MPa}$
- Poids volumique du béton : $\gamma = 25\text{KN/m}^3$
- $\nu = 0.2$: dans le cas des états limitent de services.
- $\nu = 0$: dans le cas des états limites ultimes.

III.4. Les Charges et Sollicitations: [5]

III.4.1. Les charges:

a .Les Charges permanentes :

Ces actions représentées par « **G** » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Les poussés et les pressions des terres.
- Les déformations imposées à la construction « retrait tassement différentiels les appuis ».

b. Les charges variables :

Ces actions représentées par « **Q** » sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige ».
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.
- Effet des chocs « explosion ».

c .Les Charges accidentelles :

Ce sont des actions provenant de phénomène rare tel que :

- Séisme
- Effet des chocs « explosion » .

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

III.4.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : N
- Effort tranchant : V
- Moment fléchissant : M
- Couple de torsion : T

III.4.2.1.Principe et justification : (Article A-3-3 BAEL 91) page 23-24-25 [12]

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments constitutifs et pour l'ensemble de la structure, que les sollicitations de calcul définies dans la suite ne provoquent pas le phénomène qu'on veut éviter.

III.4.2.2.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

✓ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : **1,35 G + 1,5 Q**.

✓ Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : **G + Q**

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

G+Q± E	G+Q± 1.2E	0.8G± E
---------------	------------------	----------------

Avec : G : charge permanent

Q : charge d'exploitation

E : Effort de séisme.

III.5.Conclusion

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Chapitre IV :

Pré dimensionnement des éléments de structures et évaluation des charges

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

IV.1. INTRODUCTION :

Le Pré-dimensionnement est une étape nécessaire dans une étude d'un projet en béton armé, elle a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003 et du CBA93, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Planchers;
- Poutres;
- Poteaux;
- Voiles.

IV.2. La pré dimensionnement des éléments secondaire :

IV.2.1. Les planchers :

Le planches est une séparation ente les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliqués aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

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

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

IV.2.1.1. Plancher en corps creux :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

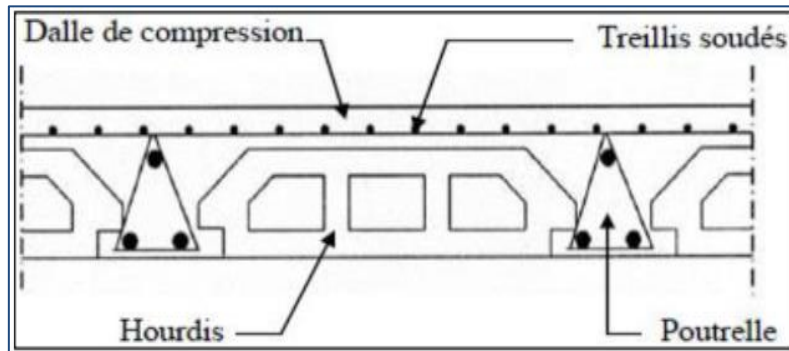


Figure IV.1: Coupe transversale du plancher.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après

1. Condition de résistance au feu :

D'après le BAEL91 [5] :

- $e = 7\text{cm}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.
- $e = 11\text{cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.
- $e = 17.5\text{cm}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend **$e = 20\text{ cm}$** .

2. Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ; on adopte : **$e = 20\text{ cm}$** .

3. Condition de résistance à la flèche :

D'après BAEL91 la hauteur totale de la section des planchers en corps creux est donnée par les formules suivantes : [3]

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

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

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

$$L_{max}=384 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{384}{22.5} = 17.06 \text{ cm}$$

On opte pour la hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

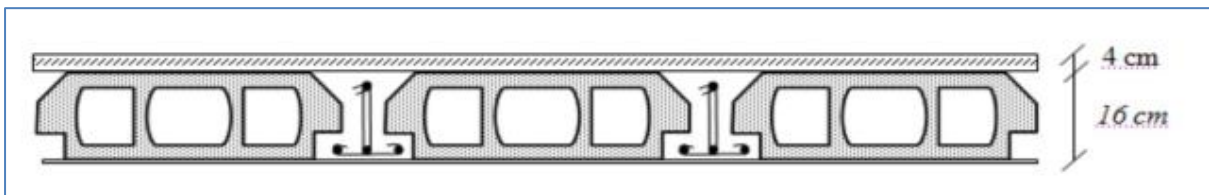


Figure.IV.2: Planchers à corps creux.

a) Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en **T** en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

➤ Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le BAEL.6.11 :

$$L_{max}= 384 \text{ cm}$$

$$\text{On a } b = 2b_1 + b_0$$

$$b_0 \geq [0,3 h_t ; 0,4 h_t]$$

$$\text{Avec : } h_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on adopte } b_0 \geq [6 ; 8]$$

=> On adopte **$b_0 = 10 \text{ cm}$** .

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$$b_1 \geq \min \left[\frac{L_{max}}{2}; \frac{L_{max}}{10} \right]$$

Tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$.

$$b_1 \geq \min \left[\frac{55}{2}; \frac{384}{10} \right] = \min (27,5 ; 38,4) \text{ cm} ;$$

On adopt

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

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 (27,5) + 10 = \mathbf{65 \text{ cm}}.$$

$$\frac{L}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

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

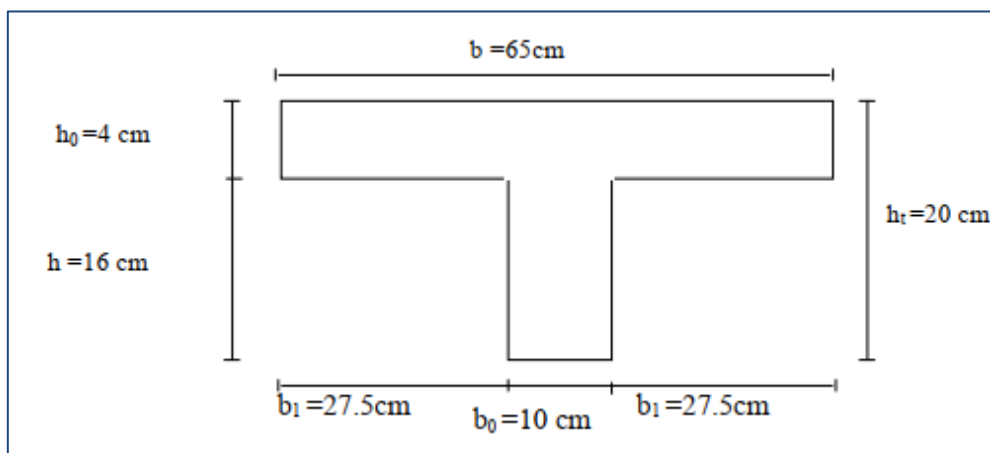


Figure. IV.3 : Schéma des poutrelles.

IV.2.1.2. Plancher dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

a) Résistance au feu :

➤ $e \geq 7$ cm pour une heure de coup de feu.

➤ $e \geq 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

➤ $e \geq 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : $e = 15$ cm.

b) Isolation phonique

Selon les règles techniques **CBA93** en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à **15 cm**.

c) Critère de résistance [5] :

- Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une **poutre de 1 mètre de largeur**.
- Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers

Avec :

L_x : petite portée du plancher.

L_y : grande portée du plancher.

Dans tous les cas on a :

✓ Dalle pleine portant dans deux directions ($L_x/L_y > 0.4$):

- Travée isostatique : $L_x/40 \leq h_0 \leq L_x/25$
- Travée hyperstatique : $L_x/50 \leq h_0 \leq L_x/35$

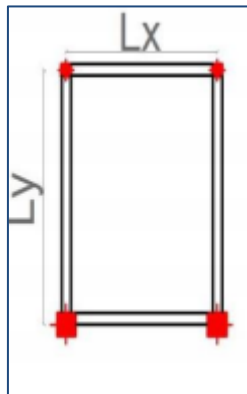
✓ Dalle pleine portant dans une direction ($L_x/L_y < 0.4$) :

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

- Travée isostatique : $L_x/30 \leq h_0 \leq L_x/20$
- Travée hyperstatique : $L_x/35 \leq h_0 \leq L_x/25$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable). Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée

$$L_x = 3.84\text{m. } L_y = 4.70\text{m}$$



Donc

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 > 0.4 \text{ Le panneau isostatique porte dans les deux directions}$$

Alors la dalle est reposée sur quatre appuis :

$$\frac{L_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{20}$$

$$\frac{384}{30} \leq h_0 \leq \frac{384}{20}$$

$$12.8 \leq h_0 \leq 19.2$$

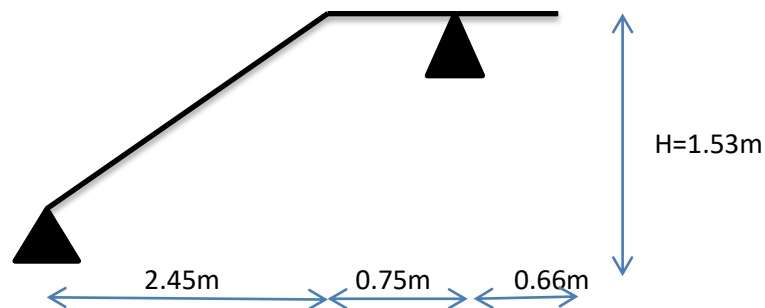
Choix final : Il faut satisfaire toutes les conditions précédentes :

Donc : **$h_0 = 15\text{cm}$**

IV.2.2. Les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges



Pour le dimensionnement des marches (g) et les contre marche (h) on utilise la formule de **BLONDEL** :

$$59 < 2h + g < 66.$$

Avec :

$$h = \frac{H}{n}$$

$$g = \frac{L}{n-1}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L : La projection de la longueur de volée.

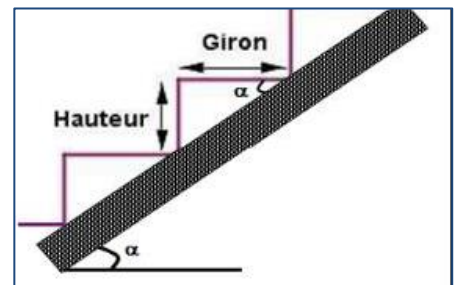


Figure. IV.4: Escalier

Soit : H = 1,53 m. et L = 2.45 m.

$$g + 2h \approx 64 \longrightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \longrightarrow 2H(n-1) + L_n \approx 0.64n(n-1)$$

$$3.06(n-1) + 2.45n = 0.64n(n-1)$$

Après la résolution, on trouve : n = 9 contres marches.

Donc on adopte:

$$h = 17 \text{ cm} = 0.17 \text{ m}$$

$$g = 30 \text{ cm} = 0.30 \text{ m}$$

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$$n = H/h = 1.53/ 0.17 = \mathbf{9} \text{ contre marches}$$

Donc on aura : **8 marches**

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

L'inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \longrightarrow \tan \alpha = \frac{153}{245} = 0.62 \longrightarrow \alpha = \mathbf{31.98^\circ}$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux côtés d'épaisseur e.

$$\frac{L_{\max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

La longueur de volée

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_{\max}}$$

$$L_{\max} = \frac{L}{\cos \alpha} + 0.75 + 0.66$$

$$L_{\max} = \mathbf{4.29m}$$

$$\frac{429}{30} \leq e \leq \frac{429}{20}$$

$$14.3\text{cm} \leq e \leq 21.45\text{cm}$$

On prend **e = 16cm**

IV.2.3. L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant:

$$\gamma_b = 25000 \text{ N/m}^3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + [(0.1 \times 0.04) / 2] = 0.068 \text{ m}^2$$

Les dimensions de l'acrotère sont représentées sur la figure IV.5

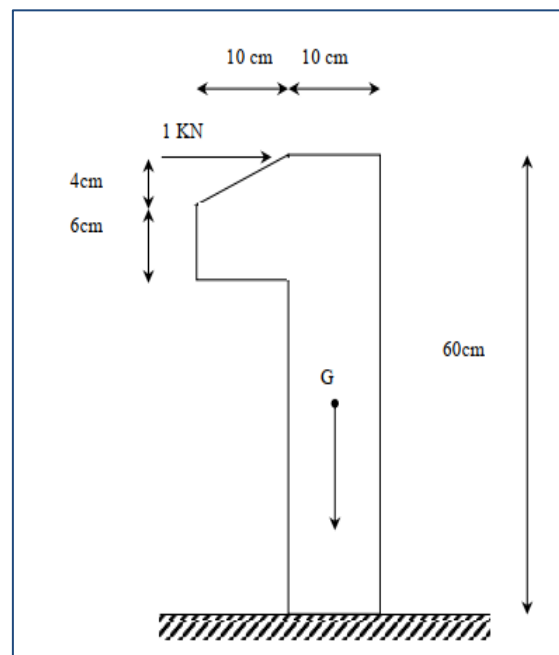


Figure IV.5: Schéma de l'acrotère

IV.2.4. Les Balcons :

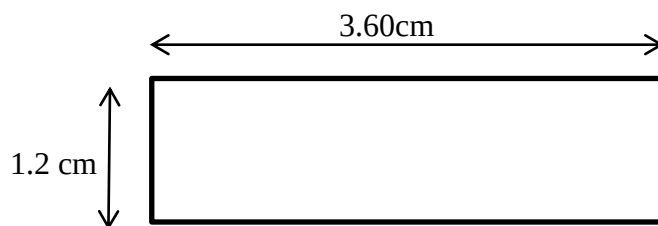


Figure IV.6: Schéma de balcon

•Épaisseur de balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine de balcon selon les règles usuel de pré dimensionnement est conditionnée par :

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$$e \geq \frac{L}{20}$$

Avec :

e : L'épaisseur de la dalle pleine de balcon.

L : la distance de l'extrémité de consol jusqu'à nu d'appui.

$$e \geq \frac{120}{20} \longrightarrow e \geq 6\text{cm}$$

D'après condition de résistance au feu il faut que $e \geq 15\text{cm}$

On adopte: **e=15cm**

IV.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux

IV.3.1. Les poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont la portée est prise entre nus d'appuis. Leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

a. Les poutres principales

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

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.80\text{m}$)

D'où:

$$\frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10}$$

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$$32 \leq h_t \leq 48$$

Donc : $h_t = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

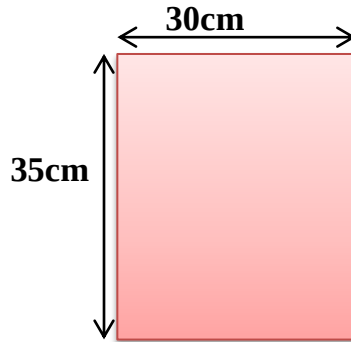


Figure. IV.7: La section de poutre principale.

- **Vérification selon le RPA 99 version 2003(Article 7.5.1).[5] :**

Pour la zone lia :

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$ $b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

La hauteur h de la poutre doit être : $h_t \geq 30\text{cm}$ $h_t = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Le rapport hauteur largeur doit être: $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{35}{30} = 1.66 \leq 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principale les dimensions suivantes :

- $h = 35\text{ cm}$

- $b = 30\text{cm}$

b. Les poutres secondaires

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

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Avec:

h_t : hauteur de la poutre. L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{max} = 3.84m$)

D'où:

$$\frac{384}{15} \leq h_t \leq \frac{384}{10}$$

$$23.2 \leq h_t \leq 38.4$$

Donc: $h_t = 30cm$ et $b = 30cm$

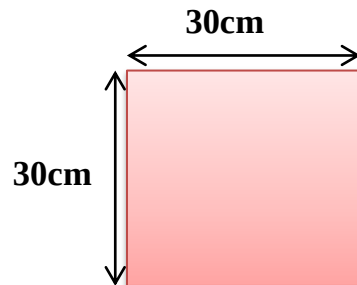


Figure. IV.8: La section de poutre secondaire.

•Vérification selon le RPA 99 version 2003(Article 7.5.1). [5] :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

$$b \geq 20cm \longrightarrow b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots CV$$

$$h_t \geq 30cm \longrightarrow h_t = 30cm \geq 30cm \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots CV$$

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes:

- $h = 30 cm$
- $b = 30 cm$

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

IV.3.2 Les poteaux

Les poteaux se sont des éléments porteurs, leurs fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour **la zone II a**

- $\text{Min}(b, h) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$

h_e : Hauteur d'étage courant

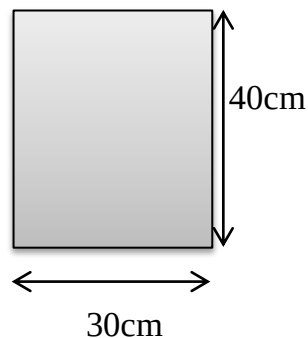


Figure. IV.9: La section de Poteaux.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus. Les dimensions des poteaux supposées :

- RDC : Poteaux (40, 30) cm².
- 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}: Poteaux (40, 30) cm²

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

IV.3.3.Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à « Art 7.7.1 du RPA99 version 2003 ».

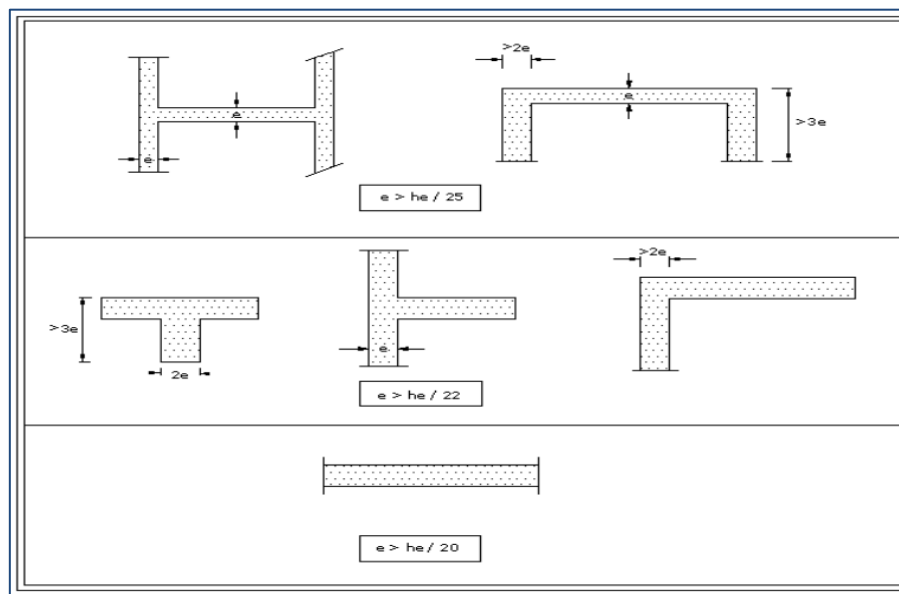


Figure.IV.10: Coupe d'un voile en élévation.

D'après cet article: « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles ».

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de (RPA99). [5]:

$e_{min} = 15 \text{ cm}$

Avec :

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 306$ cm et de condition de rigidité aux extrémités suivantes : [5]

❖ Cas voiles à deux (02) extrémités rigides :

$$e \geq h/25 \rightarrow e \geq 306/25 \rightarrow e \geq 12.24 \text{ cm}$$

❖ Cas à une (01) extrémité rigide :

$$e \geq h/22 \rightarrow e \geq 306/22 \rightarrow e \geq 13.90 \text{ cm}$$

❖ Cas voiles simples :

$$e \geq h/20 \rightarrow e \geq 306/20 \rightarrow e \geq 15.30 \text{ cm}$$

Alors : $e \geq \max (e_{\min}, h_e/25; h_e/22; h_e/20)$

$$\Rightarrow e \geq \max (15; 12.24; 13.90; 15.30) \text{ cm}$$

Donc : $e \geq 15.30$ cm.

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de: **15cm**

IV.4.Evaluation des charges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.22**

IV.4.1: Plancher

a. Plancher étage courant :

1. Carrelage
2. Mortier de pose
3. Lit de sable
4. Plancher à corps creux.
5. Enduit en plâtre.

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

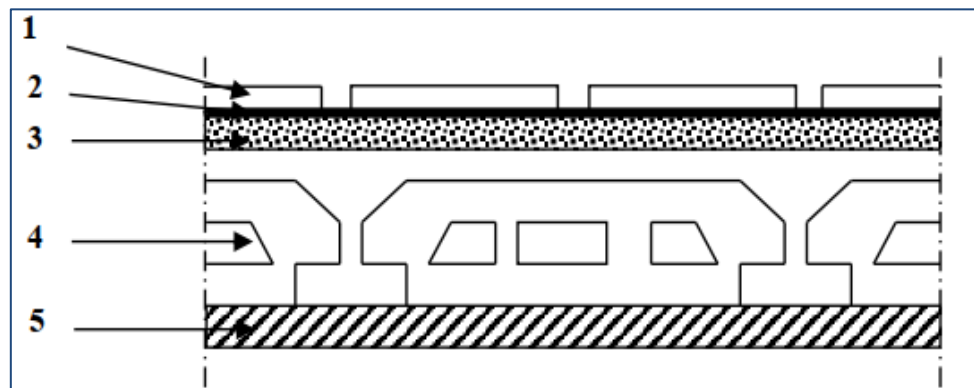


Figure IV.11:Plancher étage courant.

❖ Charge permanente (DTR B.C 2.2): [13]

Tableau.IV.1: Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux

N°	Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Cloison en brique	0.1	10	1
2	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.03	18	0.54
5	Plancher à corps creux	0.2	14	2.8
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			Charge permanente	$G_E = 5.34$
			Surcharge d'exploitation	$Q_E = 1.5$

b. Plancher terrasse :

1. Gravillon de protection.
2. Etanchéité multicouches.
3. Béton de pente.
4. Isolation thermique.

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

5. Plancher à corps creux.

6. Enduit en plâtre

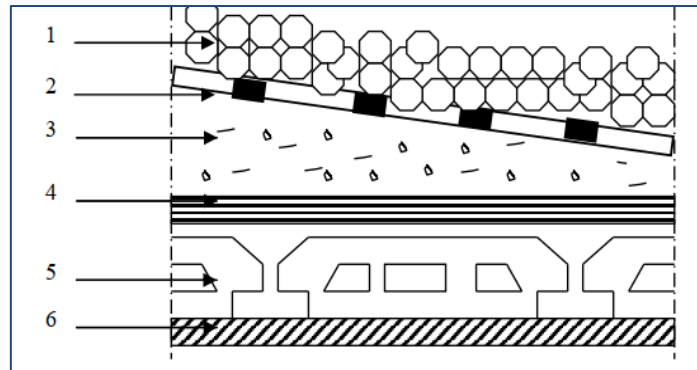


Figure.IV.12 : Plancher à corps creux de terrasse.

❖ **Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2) : [13]**

Tableau.IV.2 : Charge permanente de terrasse à corps creux.

N°	Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
4	Forme de pente	0.08	20	1.6
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle à corps creux	0.20	14	2.8
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			Charge permanente totale	$G_T = 5.88$
			Surcharge d'exploitation	$Q_T = 1$

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

IV.4.2. Balcon :

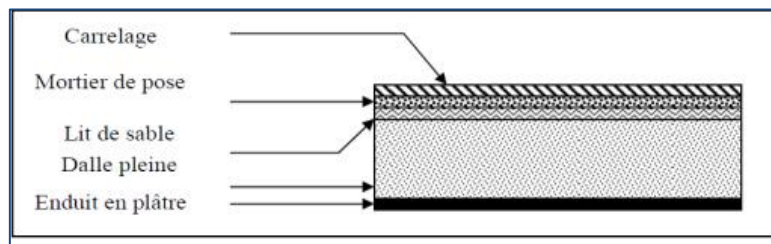


Figure IV.13 : Balcon.

Tableau.IV.3 : Charge permanente et d'exploitation de balcon.

Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
		Charge permanente totale	$G_b = 5.45$
		Surcharge d'exploitation	$Q_b = 3.5$

IV.4.3. Murs:

a. Murs extérieurs:

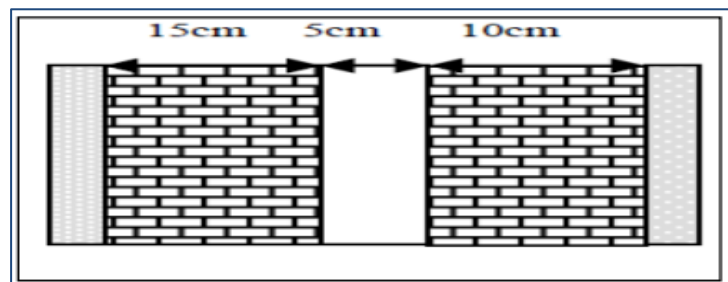


Figure IV.14 : Murs extérieurs.

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Tableau.IV.4: Charge permanente de cloisons extérieures.

Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18	0.36
Brique creux de 15	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	-	-
Brique creux de 10	0.1	9	0.9
Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10	0.2
		Charge permanente totale	G_E = 2.81

b. Murs intérieurs :

Tableau IV.5 : Evaluation des charges de cloisons intérieures.

Désignation	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit intérieur en ciment	0.02	18	0.36
		TOTAL	1.62

IV.4.4. L'escalier :

a. La paillasse RDC + EC

Tableau.IV.6 : Charge permanente et d'exploitation de la paillasse.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage verticale	0.02	20	0.40
Carrelage horizontale	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0,40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Paillasse	0.16/ (cos α)	25	4.71
Gardes corps	//	//	1.0
Marches	0.17*(1/2)	22	1,87

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			G = 9.34
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

b.Palier :

Tableau IV.7: Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.16	25	4
Enduit ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			G = 5.36
Surcharge d'exploitation			Q = 2,50

IV.4.5 Acrotère :

$$S = 0.068 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est:

$$P = (0.068 \times 25) = 1.70 \text{ KN/m}$$

$$\mathbf{G = 1.70 \text{ KN/m}}$$

$$\mathbf{Q = 1.00 \text{ KN/m}}$$

IV.5. Descente de charges

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

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

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

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

- **Surcharges différentes selon la loi de dégression**

-Sous la terrasse : Q_0

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

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

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

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

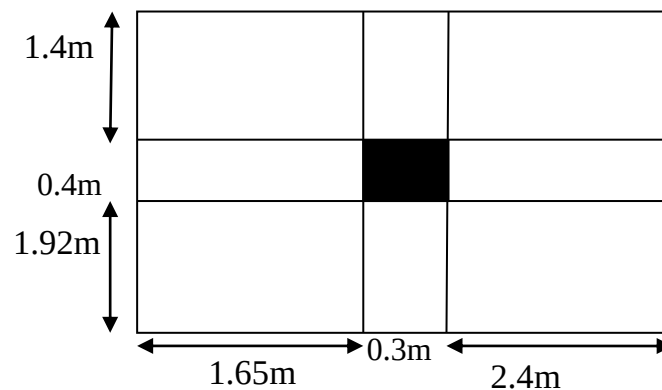


Figure IV.15: Surface afférente du poteau.

La surface afférente :

$$S = (1.65*1.92) + (1.92*1.4) + (2.4*1.92) + (2.4*1.4) = \mathbf{13.446m^2}.$$

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 13.446 * 5.88 = 79.062 KN \\ Q = 13.446 * 1 = 13.446 KN \end{cases}$$

Plancher étages :

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$$\begin{cases} G = 13.446 * 5.34 = 71.802 KN \\ Q = 13.446 * 1.5 = 20.169 KN \end{cases}$$

Les poutres :

$$\begin{cases} G_{pp} = 4.05 * 0.3 * 0.35 * 25 = 10.631 KN \\ G_{ps} = 3.32 * 0.30 * 0.30 * 25 = 7.47 KN \end{cases}$$

a) Poteaux :

$$G_{pot} = S. 25. H_e$$

Tableau IV.8: Évaluation des poids propres des poteaux.

Étage	RDC
S (m ²)	0.12
Gp	9.18

•Application de la dégression

- Un bâtiment en béton armé (R+4) à usage d'habitation :
- Plancher RDC $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher 1^{er} au 4^{ème} (habitations) $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher terrasse (non accessible) $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $(\frac{3+n}{2n})$ étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Tableau IV.9: Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
4	$N_{q0}=1,00$	1
3	$N_{q1}=q_0+q_1$	2.5
2	$N_{q2}=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
1	$N_{q3}=q_0+0,90 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
RDC	$N_{q4}=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1

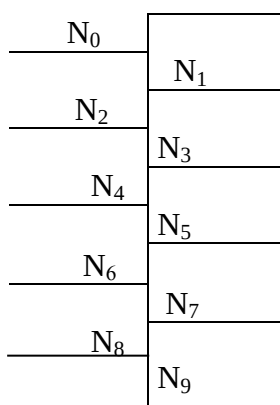


Figure IV.16: Schéma statique de la descente de charge.

• Descente de charges

Tableau IV.10 : Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher terrasse	79.062	
	$G_{pp} (30 \times 35) \text{ cm}^2$	10.631	
	$G_{ps} (30 \times 30) \text{ cm}^2$	7.47	
	Total	97.163	13.446
N ₁	Venant N ₁	97.163	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.18	
	Total	106.343	
N ₂	Venant N ₂	106.34	
	Plancher étage	71.802	
	$G_{pp} (30 \times 35) \text{ cm}^2$	10.631	
	$G_{ps} (30 \times 30) \text{ cm}^2$	7.47	
	Total	196.246	33.615
	Venant N ₃	196.246	

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

N ₃	Poteau (30 x 40) cm ²	9.18	
	Total	205.426	
N ₄	Venant N ₄	205.426	
	Plancher étage	71.802	
	G _{pp} (30 x 35) cm ²	10.631	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	7.47	
	Total	295.329	51.767
N ₅	Venant de N ₅	295.329	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.18	
	Total	304.509	
N ₆	Venant de N ₆	304.509	
	Plancher étage	71.802	
	G _{pp} (30x 35) cm ²	10.631	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	7.47	
	Total	394.412	67.902
N ₇	Venant de N ₇	394.412	
	Poteau (30x 40) cm ²	9.18	
	Total	403.592	100.71
N ₈	Venant de N ₈	403.592	
	Plancher étage	71.802	
	G _{pp} (30x 35) cm ²	10.631	
	G _{ps} (30 x 30) cm ²	7.47	
	Total	493.495	
N ₉	Venant de N ₉	493.495	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.18	
	TOTAL	502.675	82.021

❖ Les vérifications nécessaires

a) Poteau RDC:

- L'effort normal ultime

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 502.6075 + 1.5 \times 82.021 = 810.642 \text{ KN}$$

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **15%** tel que: $N_u = 1.15 \cdot (1.35G + 1.5Q)$.

Donc : $N_u = 1.15 \cdot 810.642 = \mathbf{932.238KN}$.

• Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec:

B: Section de béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{932.238 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.062 m^2$$

On a: $B = 0.12 m^2$

$B = 0.12 m^2 > 0.062 m^2$ Condition vérifiée.

• Vérification au flambement:

On doit faire la vérification suivante :

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

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur de poteau.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$B = 0.12 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.0128}{12} = 0.107 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.107 \times 10^{-2}}{0.12}} = 0.094$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.094} = 22.78 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{22.78}{35}\right)^2} = 0.783$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)} \Rightarrow B_r \geq \frac{932.238 \times 10^{-3}}{0.783 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{8 \times 400}{1000 \times 1.15} \right)} = 0.055 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.7\% \times B_r \dots \dots \dots \textbf{Zone I}$$

$$A_s = 0.8\% \times B_r \dots \dots \dots \textbf{Zone II a}$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots \dots \dots \textbf{Zone II b}$$

$$A_s = 0.9\% \times B_r \dots \dots \dots \textbf{Zone III}$$

Nous avons:

$$B_r = (30-2) \times (40-2) \times 10^{-4} = 0.1064 \text{ m}^2$$

Chapitre IV: Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

$0.1064 \text{ m}^2 > 0.055 \text{ m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

IV.6. Conclusion :

Après avoir pré dimensionné tous les éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, on a opté pour les sections suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Poutre palière : $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Balcon : $e = 15 \text{ cm}$

Escalier : $e = 16 \text{ cm}$

Poteaux : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Voile : $e = 15 \text{ cm}$

Chapitre V :
Présentation du logiciel
Robot et
étude sismique

V.1 Introduction :

Le séisme est le phénomène naturel le plus destructeur et le plus difficile à prédire quand et où il frappe, et avec quelle intensité vas secouer nos constructions. Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut creuser des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes. Notre travail, consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation contreventé par portiques, est implanté à **Mila**. C'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone sismicité moyenne (Zone IIa: sismicité moyenne) et dans un site ferme (S3).

V.2 Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres. **ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation..... ($\beta=0,2$) Tab.4.5. RPA99-v2003.

V.3.Présentation des différentes méthodes d'estimation Des forces sismiques :

Selon RPA99/version2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accéléro-gramme.

V.3.1 Méthode statique équivalente: (Article 4.2 du RPA99/2003) [5]

a. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal. Le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

b. Conditions d'application :

b.1. Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III.

b.2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I :** Tous groupes.
- **Zone II :**
 - Groupe d'usage 3
 - Groupe d'usage 2 Si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - Groupe d'usage 1B : Si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1A : Si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- **Zone III :**
 - Groupes d'usage 3 et 2 : Si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B : Si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A : Si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

c. Méthode de modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.3.2 Méthode dynamique modale spectrale : [5]

a. Principe de la méthode dynamique modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b. Modélisation :

b.1. Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b.2. Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la

base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

b.3. Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

b.4. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

b.5. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

b.6. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

V.4. Présentation générale du logiciel Robot Structural Analysis

V.4.1. Introduction

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le logiciel **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

V.4.2. Caractéristiques principales du logiciel Robot

Selon le manuel d'utilisation de ce logiciel, les principales caractéristiques de ce dernier permettent d'effectuer plusieurs tâches, à savoir :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format

DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).

- Présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.) ;
- Calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread) ;
- Effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure ;
- Composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

V.4.3. Espace de calcul [14]

V.4.3.1. Lancement du programme Robot

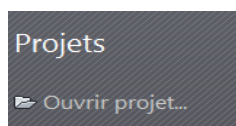
Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée un dossier dans le menu Démarrage de Windows. De même, une icône est créée sur le bureau de l'ordinateur.

Afin de lancer le logiciel **Robot**: Dans le menu Démarrage de Windows sélectionnez le dossier créé lors de l'installation Robot Office) et, ensuite, sélectionnez la commande Autodesk ® Robot Structural Analysis ou bien, cliquez sur l'icône du



logiciel Robot affichée sur le bureau de votre ordinateur. Après le lancement du système Robot (pour cela, cliquez sur l'icône appropriée affichée sur le bureau ou sélectionnez la commande appropriée dans la barre des tâches), il s'affiche la fenêtre (Figure V.1) dans laquelle :

1. Vous pouvez choisir l'affaire existant de la structure (option projet) :
2. Il est possible de sélectionner l'une des affaires dernièrement éditées



3. Vous pouvez choisir une affaire enregistrée sur le disque dur (option Ouvrir projet).

4. Vous pouvez commencer le travail avec une nouvelle affaire (option Nouveau projet).

5. Il est possible de sélectionner l'un des types des structures par défaut (conception

d'un bâtiment, d'une plaque, coque ou portique 3D) utilisés pour les dernières affaires.

6. Vous pouvez choisir un nouveau type de projet (option Avancé...)



Figure V.1 : Lancement du programme Robot

Après la sélection de l'option Avancé 6, la fenêtre ci-dessous s'affiche (Figure V.2). Dans cette fenêtre vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure



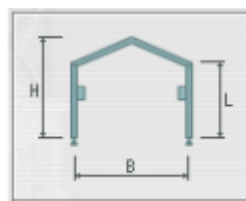
Dimensionnement
des éléments des
structures BA



Dimensionnement assemblages
Acier



Etude des profilés
des barres (pleins ou
à parois minces)



Création d'une structure
type simple

Figure V.2 : Types des structures [14]

V.4.3.2. L'environnement de travail [14]

Une fois un type de structure sélectionné de la Figure V.2, vous arrivez à l'écran représenté sur la Figure V.3 avec un certain nombre de zones utiles à connaître pour le déroulement de votre modélisation et de l'exploitation des résultats

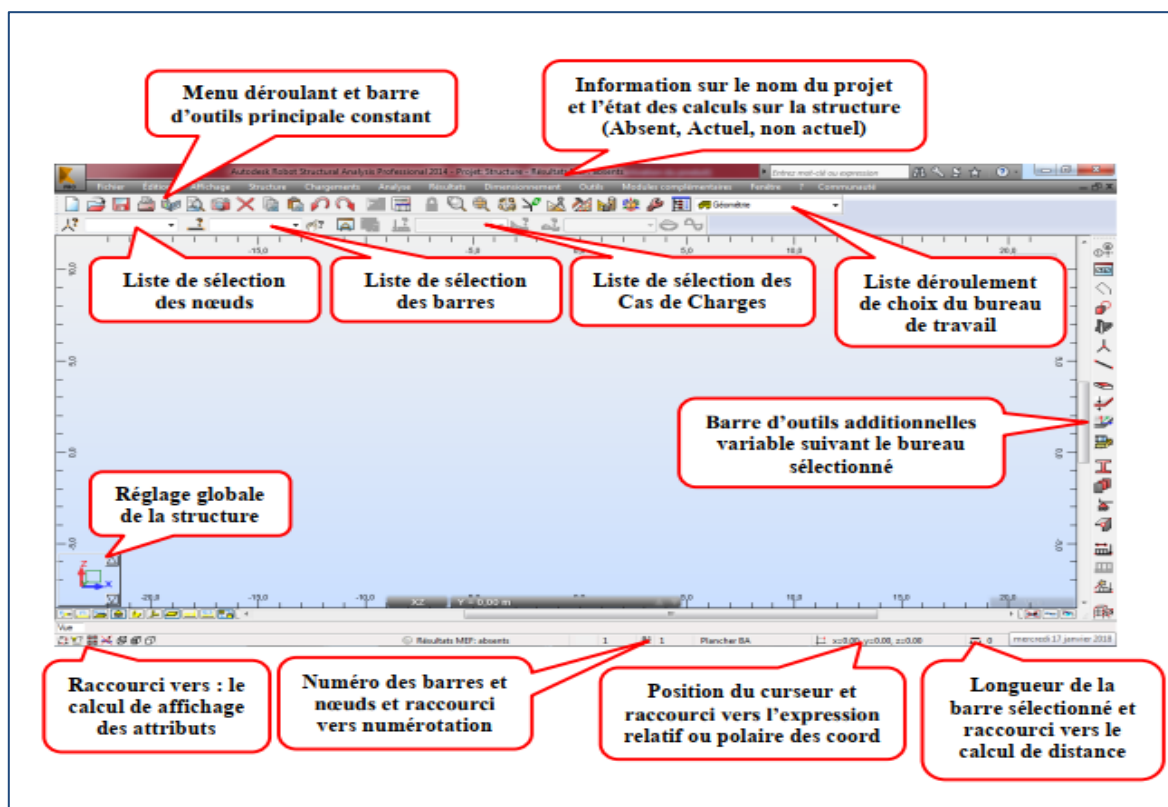


Figure V.3 : Environnement de travail

V.4.3.3. Présentation de l'interface [14]

Les principales fonctions de l'interface utilisateur sont répertoriées sur la Figure V.4.

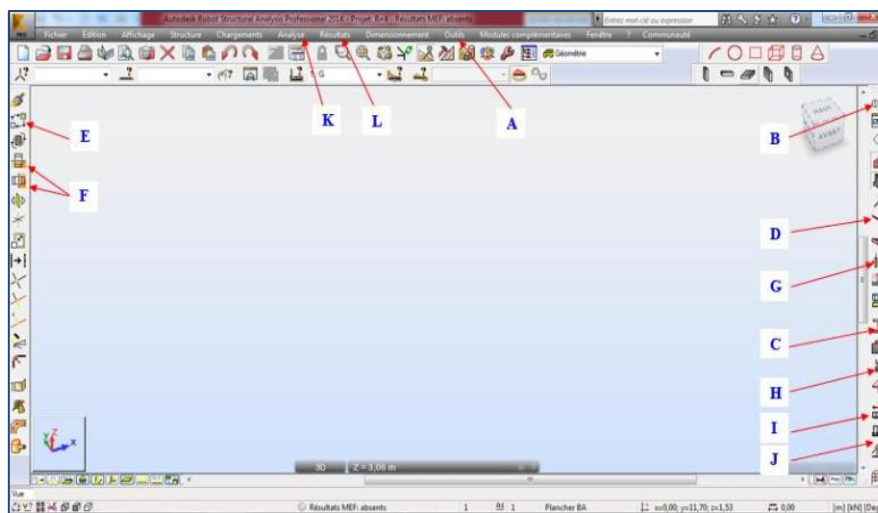


Figure V.4 : Interface du logiciel Robot Structural Analysis

V.4.3.5. Réglage des préférences

Les préférences de la tâche (A) vous permettent de changer le fond de votre étude à savoir les unités, les matériaux, les normes, etc.

V.4.3.5.1. Préférences de la tâche

Accède dans le menu déroulant Outils **1** /préférences de la tâche **2** (Figure V.5). On navigue dans l'arborescence de ROBOT afin de régler les différentes unités de Forces, Dimensions et Normes

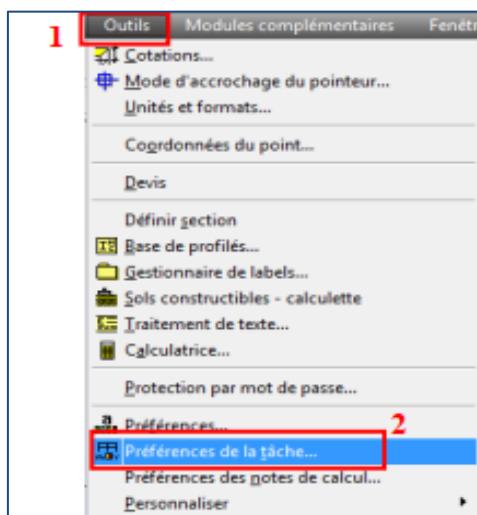


Figure V.5 : Préférences de la tâche

V.4.3.5.2. Réglage des unités

La fenêtre de réglage des unités **3** est présentée sur la Figure **V.6** ci-dessous. Les indications à droite des entrées d'unités correspondent au nombre de chiffres après la virgule souhaitée **4**.

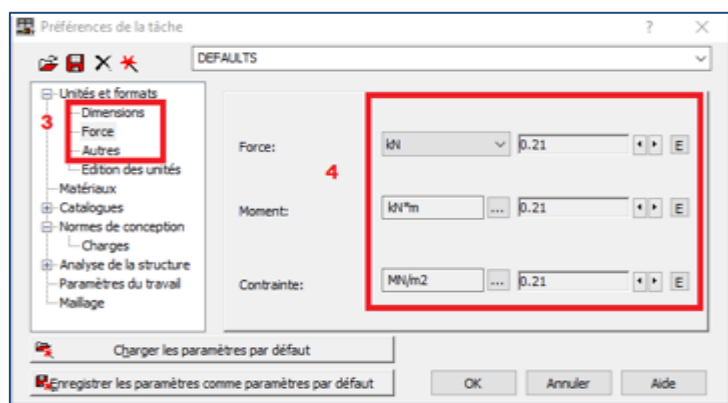


Figure V.6 : Réglage des unités

V.4.3.5.3. Matériaux

La fenêtre des préférences relatives aux matériaux est présentée dans les Figures V.7 a et V.7 b ci-après. Pour consulter les caractéristiques des matériaux, les modifier ou même rajouter un matériau, vous devez sélectionner dans l'arborescence Matériaux **1** et cliquez sur le bouton Modifier **2**. Il suffit alors de consulter ou de modifier les données en faisant Ajouter pour valider les modifications.

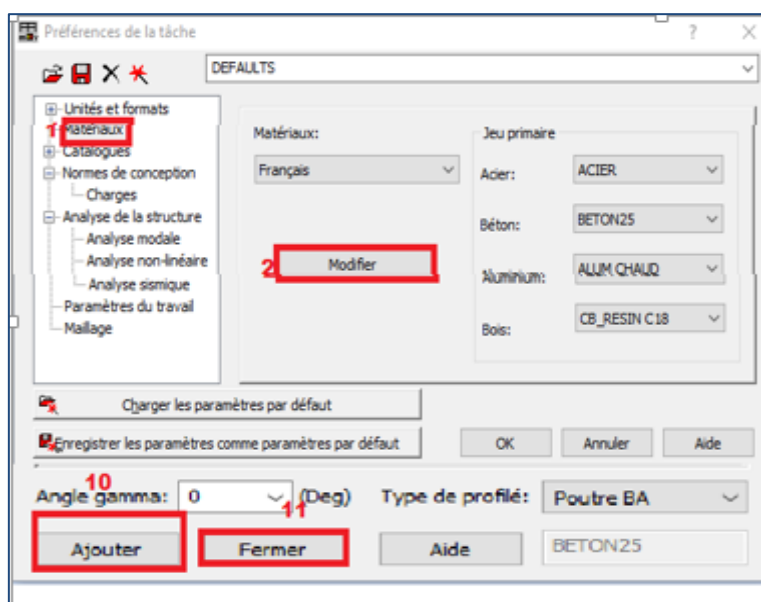


Figure V.7 a : Choix des matériaux

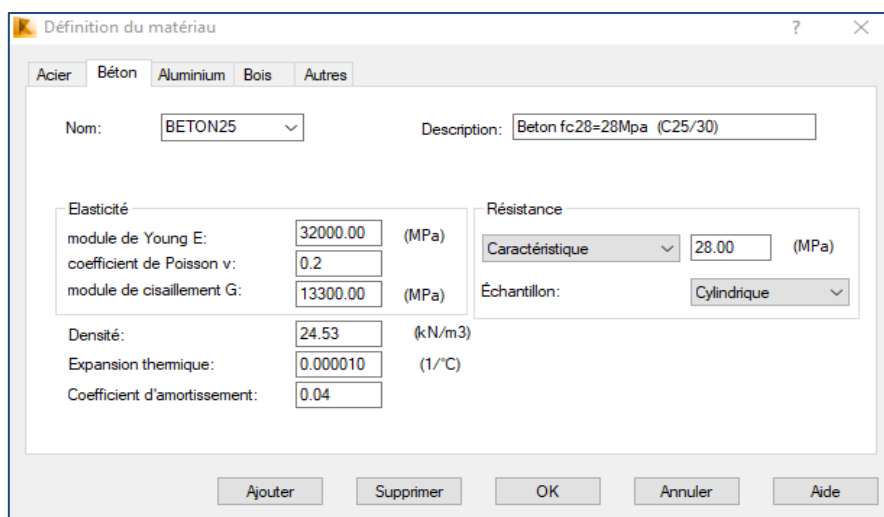


Figure V.7 b : Choix des matériaux

V.4.3.5.4. Réglage des normes

La fenêtre de réglage des normes est présentée sur les figures V.8a et V.8b ci-après :

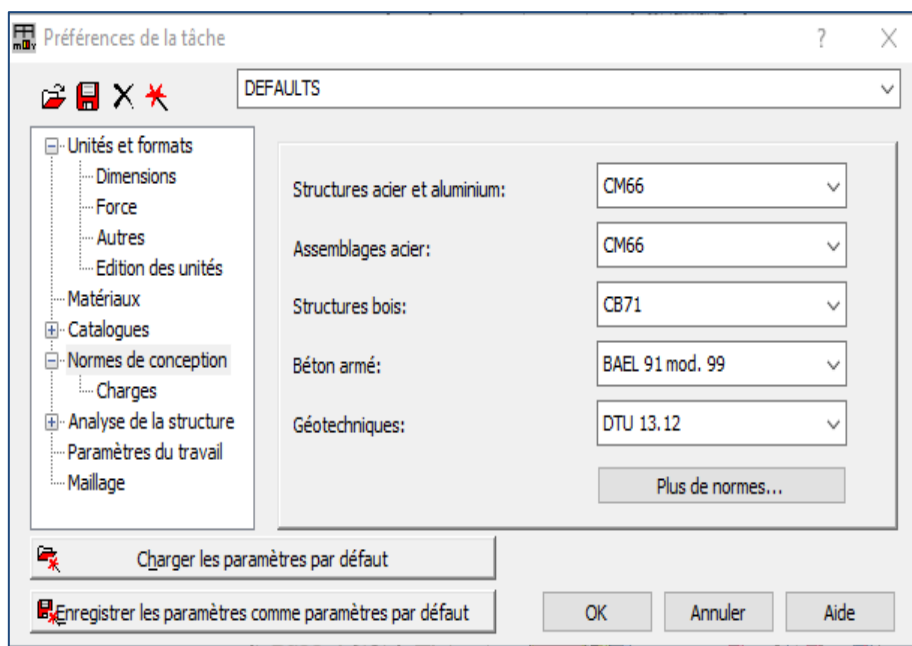


Figure V.8a : Réglage des normes

Le chapitre Norme de conception 1 cache une sous-arborescence que vous pouvez afficher en cliquant sur le petit +.

Le sous-chapitre Charges 2 apparaît et permet de définir notamment les paramètres d'actions du vent et le règlement de pondération utilisé (il peut être différent de la norme de dimensionnement).

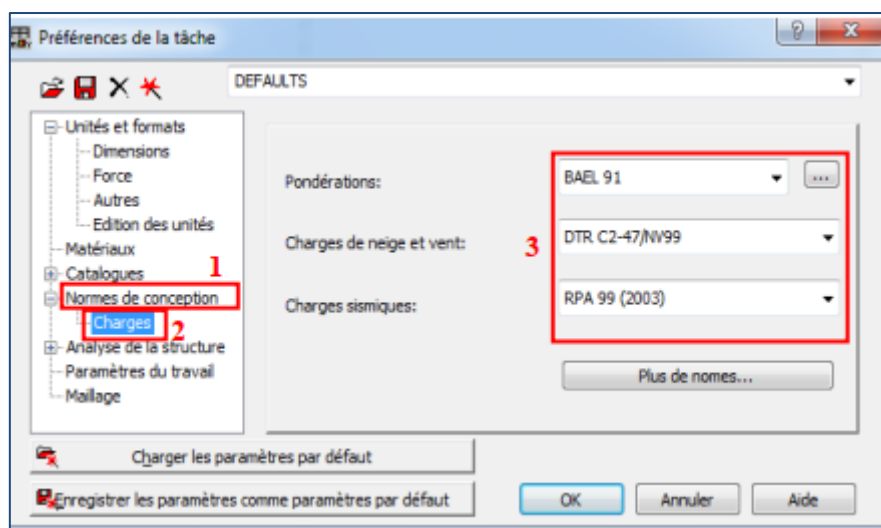


Figure V.8b : Réglage des normes

V.4.3.5.5. Divers [14]

D'autres éléments, moins importants pour la formation, sont également accessibles dans les préférences de la tâche, comme l'ajout de catalogues de profilés étrangers, les modifications des paramètres d'analyse de structure ou encore des paramètres de maillage éléments finis.

V.4.4. Modélisation [14]

V.4.4.1. Définition des axes

V.4.4.1.1. Lignes de constructions

Les lignes de construction (bouton **B**) forment une grille auxiliaire qui peut servir à définir les différents éléments de la structure et à se référer aux composants de la structure sélectionnés (effectuer la sélection). Les intersections de la grille forment des points qui facilitent le travail du concepteur en guidant les mouvements du curseur lors de la définition graphique d'une structure à l'aide de la souris.

La boîte de dialogue contient 3 onglets définissant respectivement (dans le cas du système cartésien) (Figure V.9) :

- Les lignes verticales (dans le plan YZ, les coordonnées X)
- Les lignes horizontales (dans le plan XY, les coordonnées Z)
- Les lignes horizontales (dans le plan XZ, les coordonnées Y)

Vous pouvez saisir tout type de structure avec des lignes dans le système cartésien, polaires ou arbitraires.

1. Choisir le sens X, Y ou Z
2. Donner la position de démarrage.
3. Donner le nombre de fois de répétition des axes identiques.
4. Mettre la valeur de l'espacement des axes chaque fois il faut : Insérer

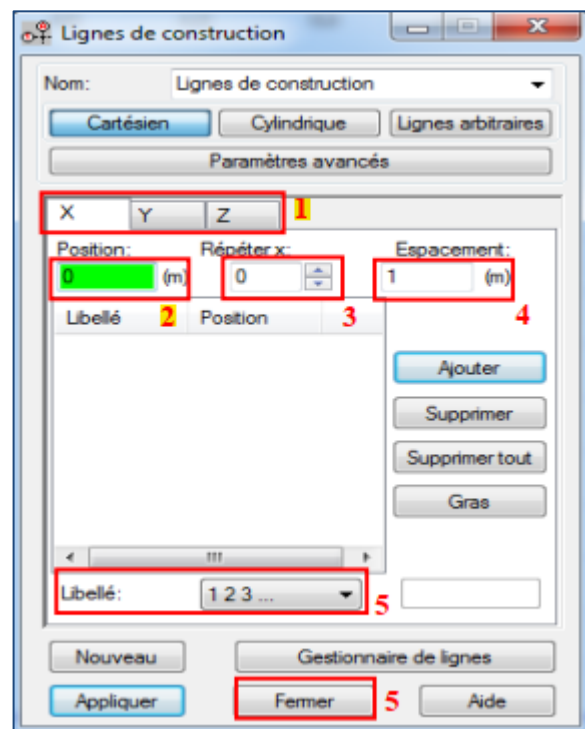


Figure V.9 : Lignes de constructions

V.4.4.2. Définition de la section des éléments barres [14]

Cliquer dans l'écran principale (C), cette boîte de dialogue s'affiche (Figure V.10). Les icônes suivantes sont disponibles dans la partie supérieure de la boîte de dialogue

 - ajoute un nouveau type de profilé ou permet de sélectionner un profilé dans le catalogue des profilés (Définir un nouveau profilé)

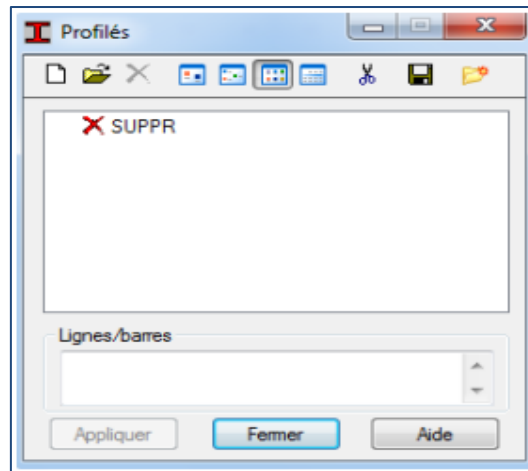


Figure V.10 : Profils

 - supprime de la liste active tous les types de profils non utilisés dans la structure étudiée.

- Si la liste active des types de profils est vide ou si un nouveau type de profilé doit être ajouté dans cette liste, cliquez sur Nouveau profilé .
- Dans la boîte de dialogue, vous pouvez sélectionner le type de profilé de la poutre (Figure V.11) (rectangulaire, en T, en I, en T) et définir ses dimensions.
- Saisir le nom du profilé ; par défaut, *Robot* saisit le nom du profilé composé de quelques lettres définissant le type de profilé et les dimensions de la section transversale.
- Sélectionner la couleur du profilé.
- N'oublier pas, ajouter pour chaque section, sélectionner avant de fermer.

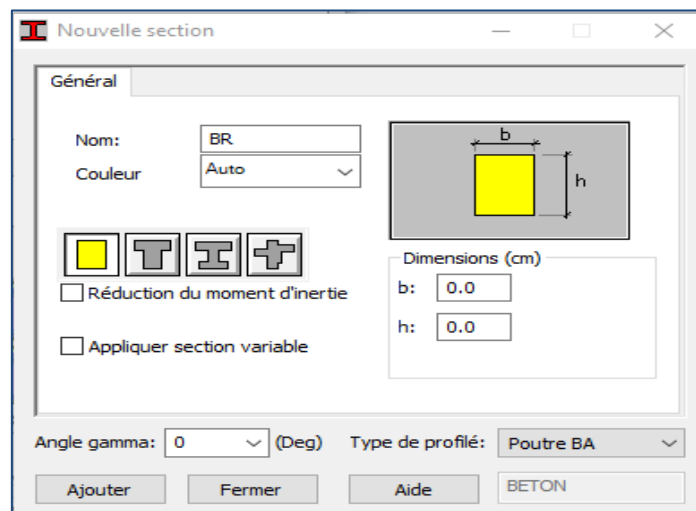


Figure V.11 : Type de profilé

V.4.4.2.1. Affectation des sections transversales

Cliquer dans l'écran principale (D), cette boîte de dialogue s'affiche (Figure V.12). Le mode de définition des barres dépend du mode d'accrochage du pointeur, il est préférable d'utiliser directement le pointeur de la souris sur les lignes de construction (grille) déjà préparé. Vous pouvez saisir des informations supplémentaires concernant les caractéristiques de la barre, à savoir : type de barre, section transversale de la barre (profil), matériau, par défaut, défini pour le type de profilé sélectionné.

Figure V.12 est une capture d'écran d'une boîte de dialogue intitulée "Barres". Elle contient les champs suivants :

- Barre n°: 755
- Pas: 1
- Nom: Barre_755
- Caractéristiques:
 - Type: Barre
 - Section: IPE 100
 - Matériau par défaut: ACIER
- Coordonnées des noeuds (m):
 - Origine: 0.00; -1.00; 3.06
 - Extrémité: (champ vide)
 - ☐ Etirer
- Position de l'axe:
 - Excentrement: inexistant
- Boutons: Ajouter, Fermer, Aide

FigureV.12 : Définition des barres

V.4.4.2.2. Translation [14]

Cliquer dans l'écran principale (E), cette boîte de dialogue s'affiche (Figure V.13). Vous devez définir le vecteur de translation : dans le champ (dX, dY, dZ) pour la vue 3D ou dans le champ (dX, dY) pour la vue 2D.

Copier - Si cette option est activée, de nouveaux nœuds ou éléments sont créés dans une structure (les nœuds ou les éléments d'origine restent intacts)

Déplacer - Si cette option est activée, les nœuds/éléments sélectionnés sont déplacés dans la structure (les nœuds/éléments d'origine changent d'emplacement dans la structure).

Nombre de répétition : quand les distances sont identiques.

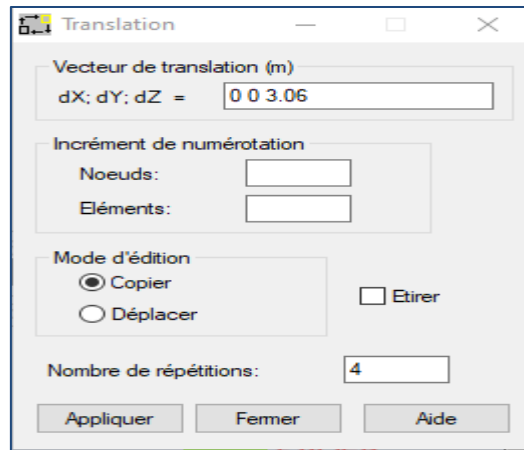


Figure V.13: Définition du vecteur de translation

V.4.4.3. Définition de l'épaisseur des panneaux

Utilisez cette option pour attribuer une épaisseur aux éléments de structure plane (panneaux). on clique sur l'icône (G), après un clic sur l'icône «définir nouvelle section» et sur l'onglet «uniforme» on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau (Figure V.14)

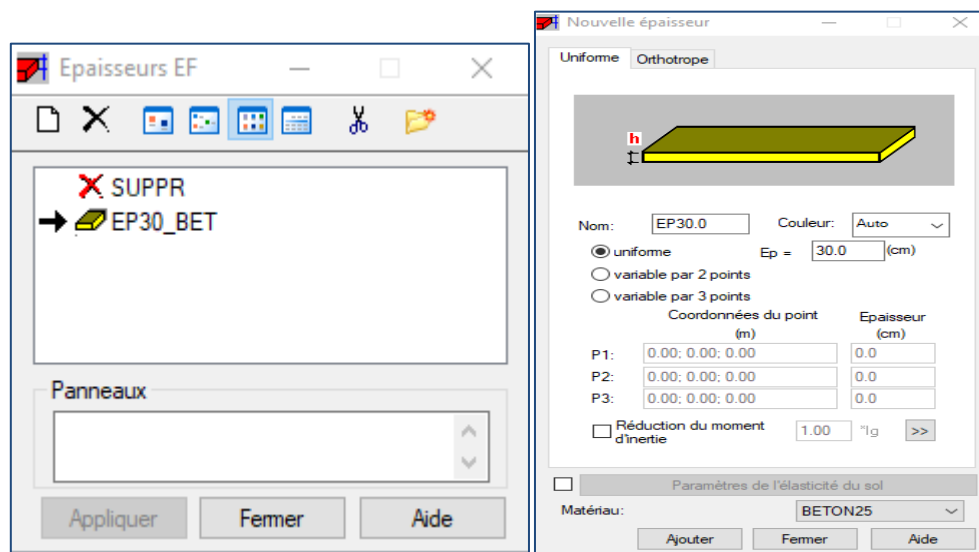


Figure V.14 : Définition d'épaisseur des panneaux

V.4.4.4. Définition des appuis

Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône (H), on choisit les encastremements nodaux pour les nœuds (Figure V.15) et les encastremements linéaire pour les voiles (bords des contours)

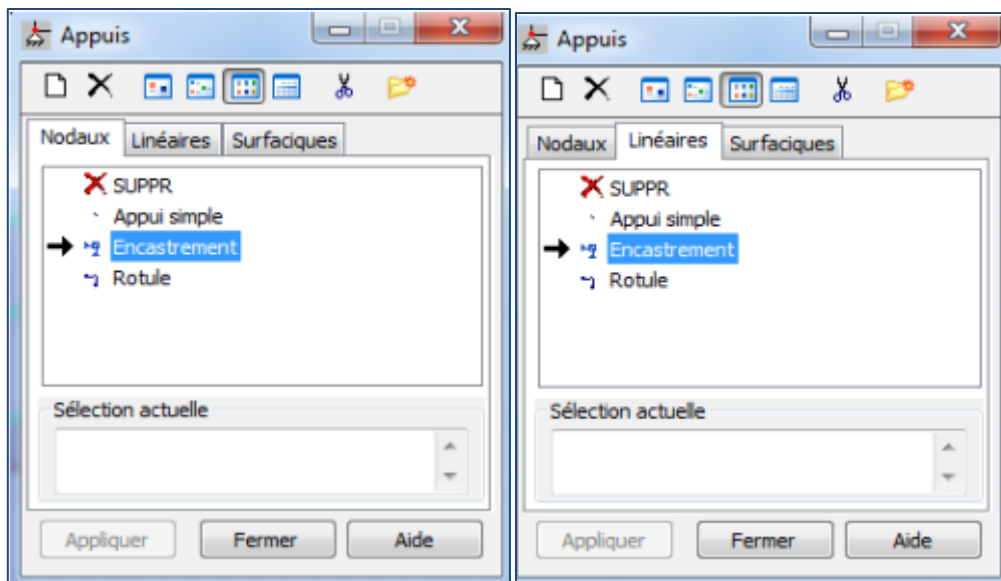
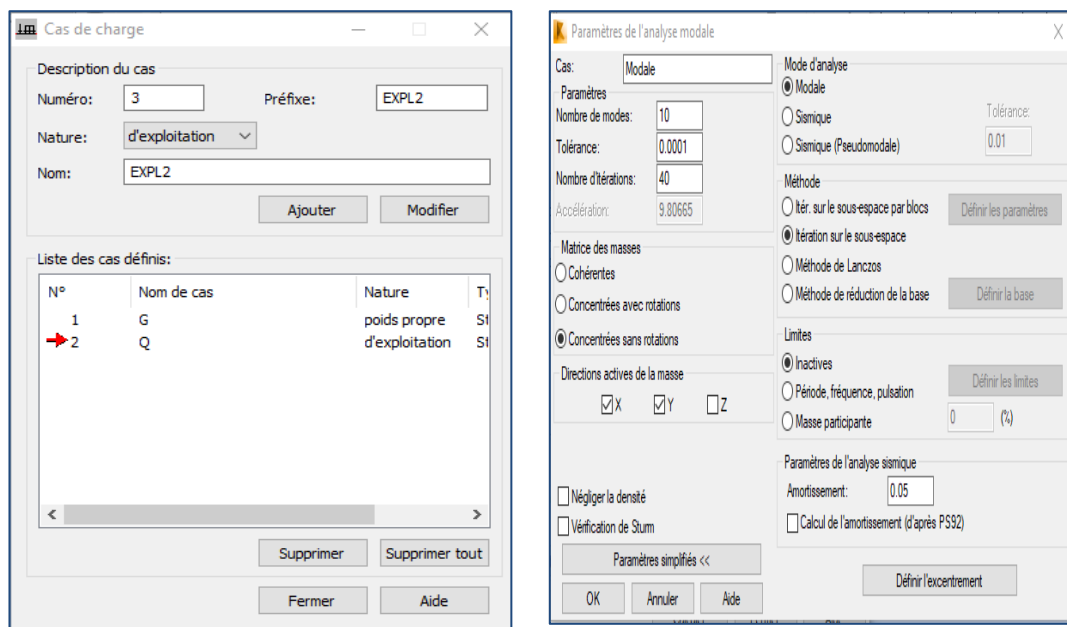


Figure V.15 : Définition des appuis

V.4.5. Chargement

V.4.5.1. Définition des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône (I), on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « nouveau » (Figure V.16)



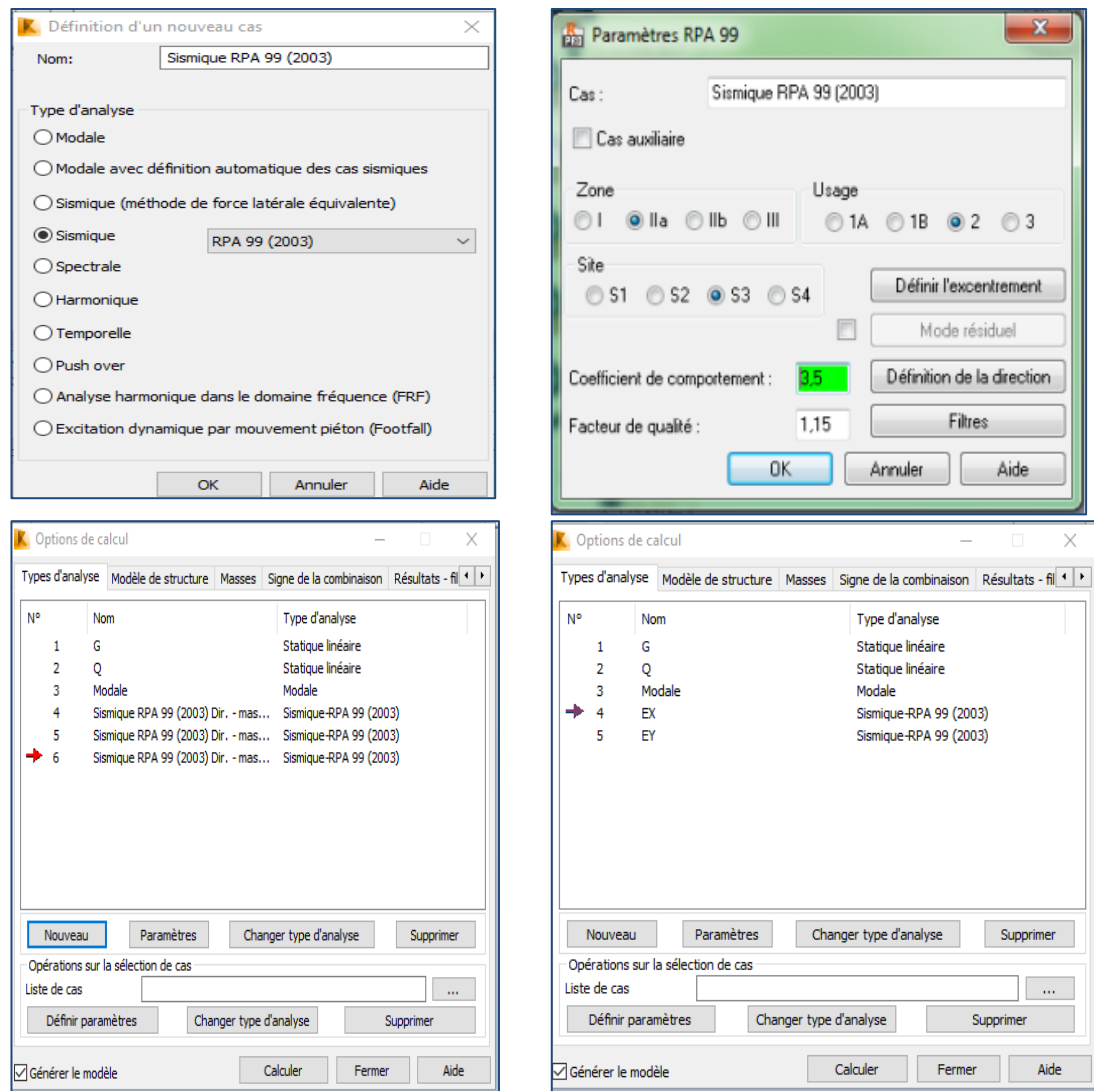


Figure V.16 : Définition des cas de charges

V.4.5.2. Définition de la charge

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans l'icône (J) « autres charges », « charge surfacique sur barre par objet 3D », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « valeur » (Figure V.17).

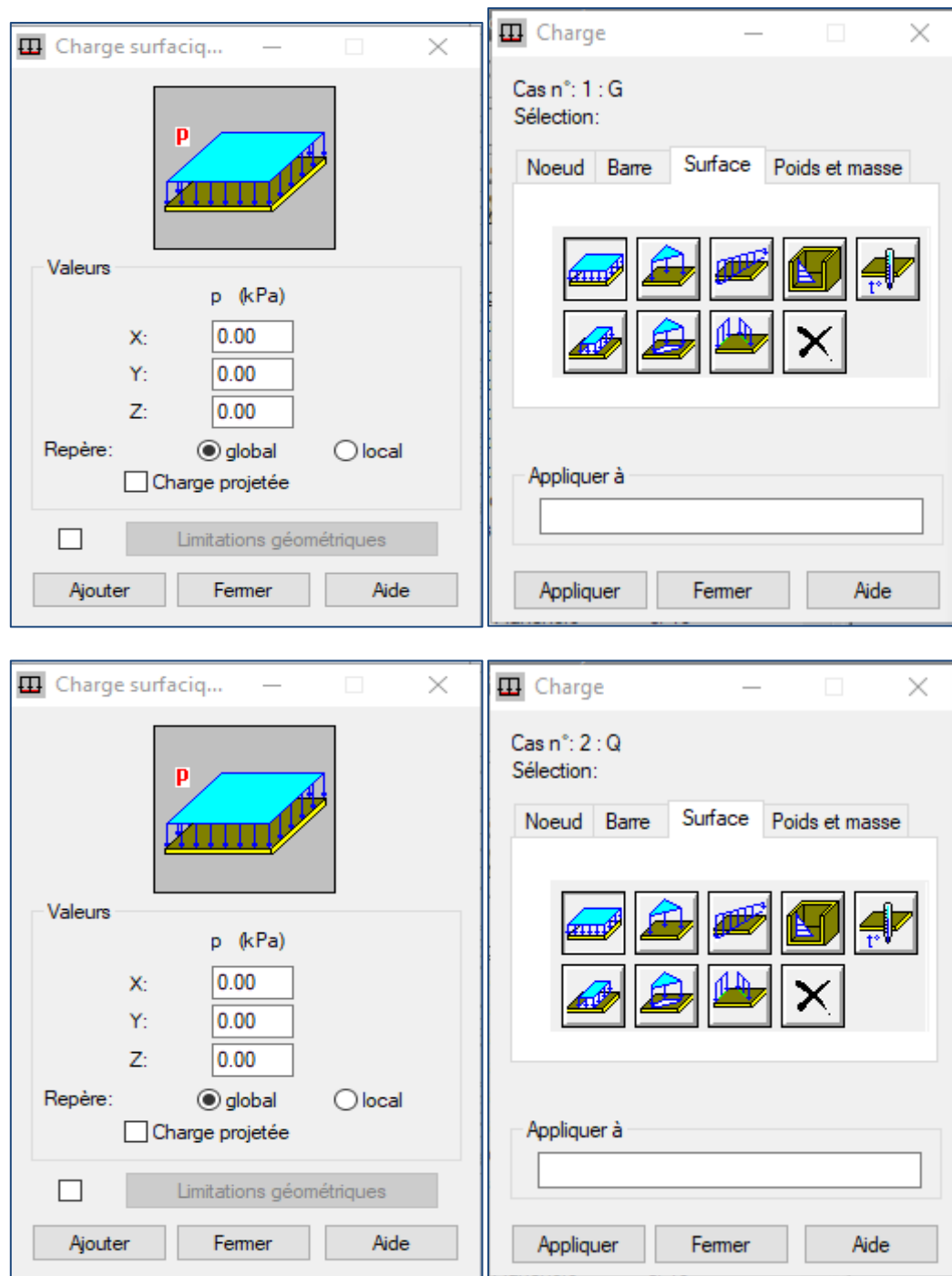


Figure V.17 : Définition de la charge

V.4.6. Analyse

Dans le menu « analyse », « calculer » (K), on lance le calcul de la structure

V.4.7. Résultats

Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, flèches, contraintes, déplacements,...) on clique sur le menu « résultat » (L)

En utilisant le logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis 'Robot Bat', le modèle de calcul a été établi comme suit :

- ❑ Les poteaux et les poutres sont assimilés à des éléments barres.
- ❑ Les caractéristiques géométriques et mécaniques telles que identifiées ci-dessus sont introduites en utilisant le pré-processeur du logiciel de calcul Robot Bat;
- ❑ La structure est supposée encastree au niveau bas ;
- ❑ Les charges et surcharges ont été appliquées sur poutres porteuses, qui à leurs tours cheminent les efforts aux poteaux.

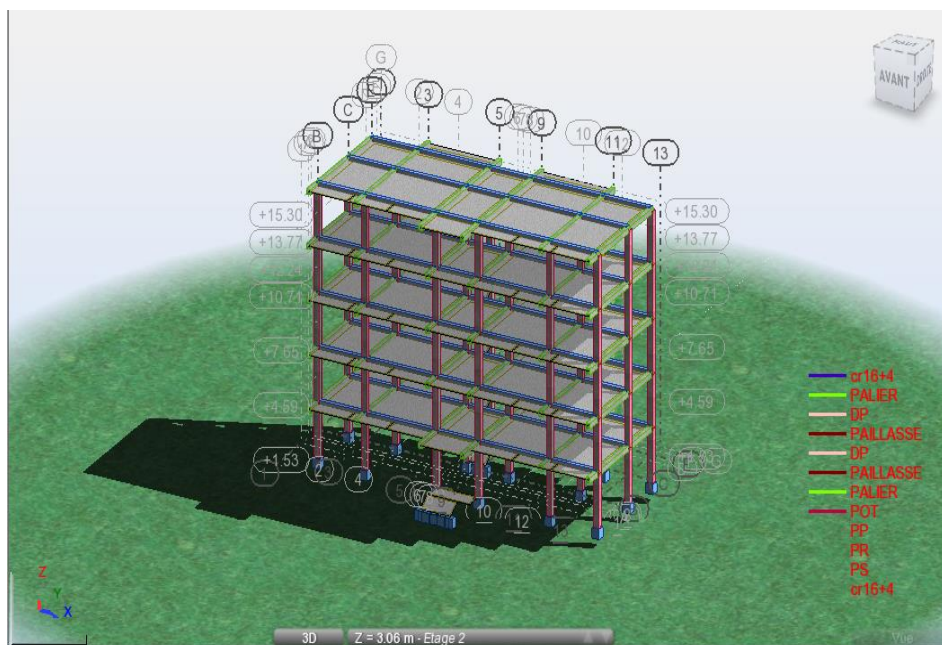


Figure V.18: Modèle numérique de la structure.

V.5. Méthodologie de calcul

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel Robot Bat;
- Définition des différentes charges statiques G et Q.
- L'analyse statique permet de vérifier les éléments de la structure sous l'effet des charges statiques, telles que, la charge permanente G et la charge d'exploitation Q.

Ainsi la vérification de la contrainte de béton à l'état limite de service ELS sous la combinaison G + Q.

- Pour le calcul dynamique, la méthode d'analyse dynamique utilisée est celle exigée par le RPA2003, qui est la méthode d'analyse spectrale modale. Cette méthode est basée sur la superposition modale, elle combine le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, pour obtenir la réponse de la structure

- Calculs et vérifications selon le BAEL.99 et le RPA.2003.

La largeur du joint sismique a pour valeur :

$$d_{\min} = 1.5 \text{ cm} + R. (\delta_1 + \delta_2) \text{ cm}$$

δ_1 : Déplacement maximal du bloc 1

δ_2 : Déplacement maximal du bloc 2

- **Coefficient de comportement global de structure (R):**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Tableau V.1: Valeurs du coefficient de comportement R.

Béton armé.	Coefficient de comportement (R) .
Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide.	5
Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide.	3.5
Voiles porteurs.	3.5
Noyau.	3.5
Mixte portiques/voiles avec interaction.	5
Portiques contreventés par des voiles.	4
Console verticale à masses réparties.	2
Pendule inverse.	2

Dans notre étude on a utilisé deux type de contreventement

✚ Mixte portiques/voiles avec interaction.: **R= 5**

Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide : $R=3.5$

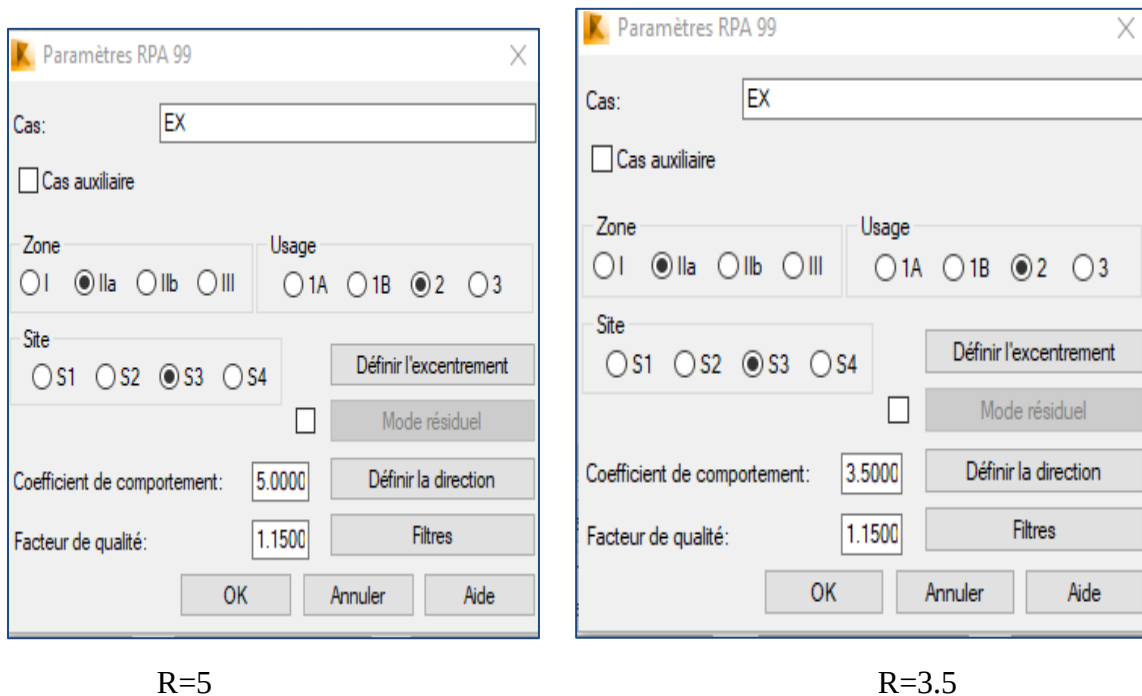


Figure V.19 : Paramètres de calcul de l'action sismique

• Facteur de qualité Q :

Q : facteur de qualité c'est un facteur relatif à la qualité du système de contreventement de la structure. Il pénalise les mauvaises conceptions parasismiques (voir RPA99/2003).

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.
- Conditions minimales sur les files de contreventement

Les critères de qualité Q à vérifier sont :

☐ Conditions minimales sur les files de contreventement

- Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- Système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

☐ Redondance en plan

- Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.
- Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

☐ Régularité en plan

- La structure est classée régulière en plan.

☐ Régularité en élévation

- La structure est classée régulière en élévation.

☐ Contrôle de la qualité des matériaux

- Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

☐ Contrôle de la qualité de l'exécution

- Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q \dots\dots\dots \text{Article 4.4 (RPA99/2003)}.$$

Tableau V.2 : Valeur de facteur de qualité.

Critère: q	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0.05
2. Redondance en plan.	0	0.05
3. Régularité en plan.	0	0
4. Régularité en élévation.	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
	0.05	0.15

Sens XX' $\rightarrow Q_x = 1 + 0.05 = \mathbf{1.05}$.

Sens YY' $\rightarrow Q_y = 1 + 0.15 = \mathbf{1.15}$.

V.6. CONCLUSION :

❖ Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode statique équivalente qui vérifie tous les critères d'utilisation.

❖ Dans ce qui suit, Plusieurs modélisations seront présentées, pour évaluer en premier l'influence de la variation d'hauteur à travers la modélisation de la structure à étages différents ; changeant les dimensions des éléments porteurs (poteaux, poutres principales et poutres secondaires), Influence des paramètres sismiques tel que le Groupe d'usage, Zone sismique et Les sites, sur le calcul de la largeur du joint sismique et la deuxième partie évaluer l'influence du type de contreventement, épaisseur des voile et leurs positions.

Chapitre VI :

Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

VI.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous commençons à modéliser une structure en béton armé avec un système de contreventement par portique. Il s'agit d'un bâtiment d'habitation de (R+4) qui sera construit dans la wilaya de Mila. Après chaque phase de modélisation, nous calculons la largeur du joint sismique en utilisant la formule spécifiée par le règlement parasismique Algérien (RPA 2003). Nous présenterons plusieurs modélisations. Tout d'abord, nous étudierons l'influence de la variation de la hauteur sur le calcul de la largeur du joint en modélisant la structure avec des étages de différentes hauteurs (R+4, R+6, R+8, R+10 et R+12). Ensuite, nous effectuerons une série de modélisations en modifiant les dimensions des éléments structuraux (poteaux, poutres principales, poutres secondaires) afin de démontrer l'impact de la variation de l'inertie de ces éléments sur la largeur du joint.

La troisième série présente l'influence de l'existence des voiles, on va comparer deux structures ont le même niveau et les même dimensions, la première comparent des voiles et la deuxième sans voiles. La quatrième série sera l'influence de la disposition des voiles sur la largeur du joint sismique (quartes variantes de la disposition de voiles seront proposé) et la dernière série on va montrer l'influence de la rigidité du voile en variant leurs épaisseurs (15, 20 et 25cm).

Enfin, nous terminons ce chapitre par des comparaisons et des conclusions sur l'influence des paramètres étudiés.

La variation du paramètre hauteur a été faite en vu d'avoir une estimation de la réponse structurelle théorique et ne reflète pas le comportement réelle des structures.

VI.2. Description du système structurel

Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux d'une épaisseur de 16+4 cm plus dalles pleines sur les balcons, dont l'épaisseur est de 15 cm. L'ossature est constituée de poteaux, poutres et de chaînages. Les fondations sont constituées par des semelles continues sous poteaux.

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

VI.2.1. Dimensions des éléments porteurs

Poteaux.....	30x40 cm ²
Poutres principales.....	30x35 cm ²
Poutres secondaires.....	30x30 cm

VI.2.2. Evaluation des charges et des surcharges

A- Charges permanente « G »

- Planchers Etage Courant..... $G = 5.34 \text{ KN/m}^2$
- Balcon $G=5.45\text{KN/m}^2$
- Plancher terrasse inaccessible..... $G = 5.88\text{KN/m}^2$

B- Surcharges d'exploitation « Q »

- Planchers Etage Courant $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Balcons $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Planchers terrasses inaccessibles $Q = 1.0 \text{ KN/m}$

Partie I : Cas d'une structure avec contreventement par portique

VI.I.1. Influence de la hauteur de la structure sur la largeur du joint

L'influence de la hauteur de la structure sur la largeur du joint sismique est un facteur important à prendre en compte dans la conception parasismique. Selon le règlement parasismique Algérien (RPA2003), la largeur du joint sismique est calculée en fonction de la hauteur de la structure.

Dans cette section, nous analysons l'impact de la variation de la hauteur de la structure sur la largeur du joint en modélisant les structures à différents niveaux. Nous débutons la modélisation d'une structure à (R+4), puis nous poursuivons avec des modélisations à (R+6), (R+8), (R+10) et enfin nous concluons avec une structure à (R+12).

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

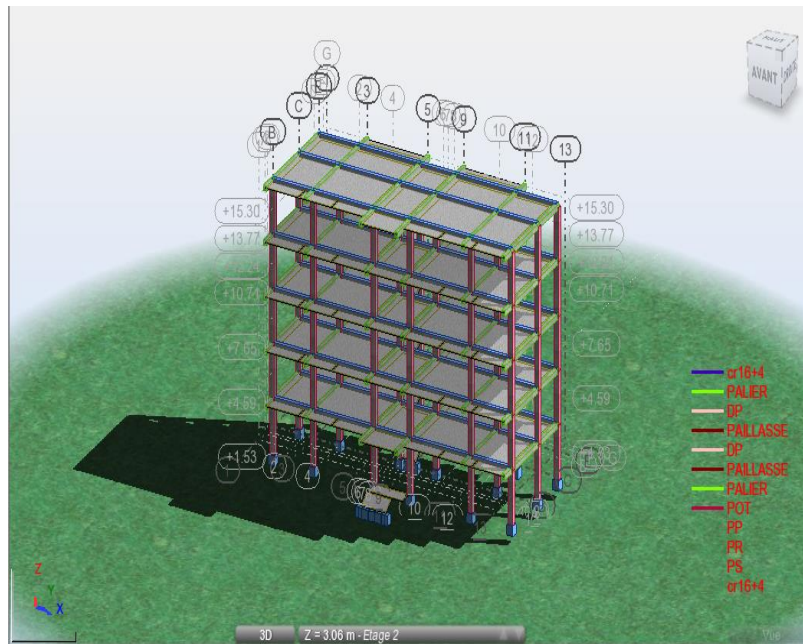


Figure VI.1: Modèle numérique de la structure(R+4)



Figure VI.2: Modèle numérique de la structure à (R+6).

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

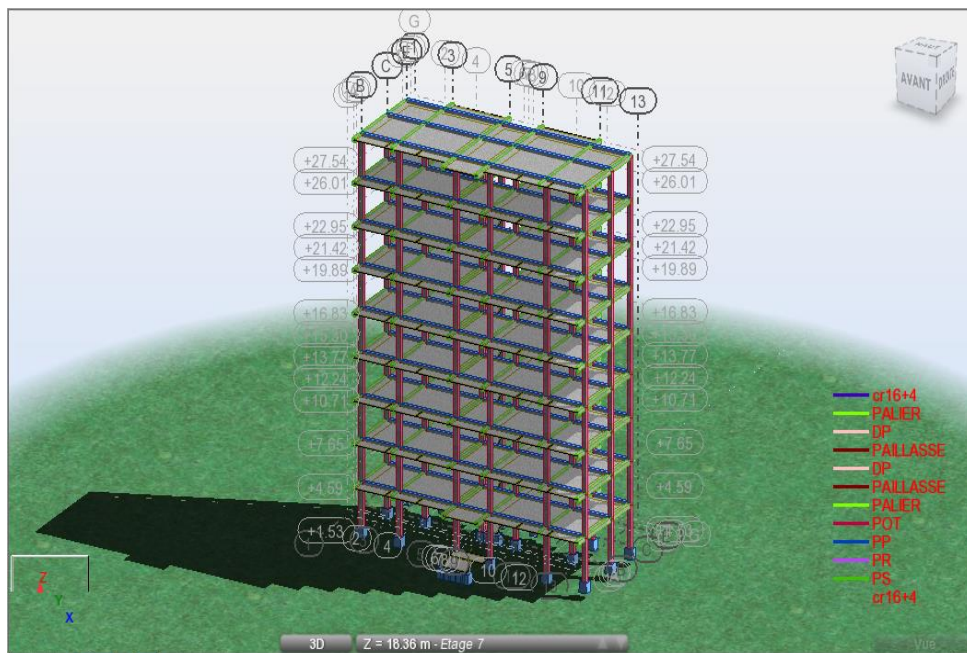


Figure VI.3 : Modèle numérique de la structure à (R+8)



Figure VI.4 : Modèle numérique de la structure à (R+10)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

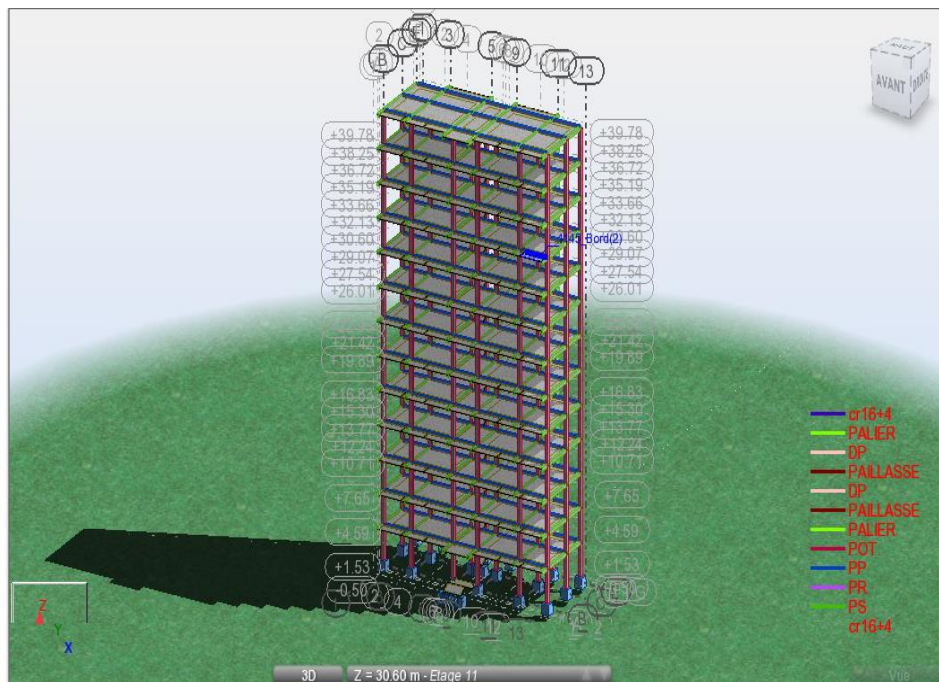


Figure VI.5 : Modèle numérique de la structure à (R+12)

Les résultats en déplacement horizontal pour les 5 cas d'étude sont présentés sur la figure VI.6.

	UX [cm]
MAX	3.8
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-0.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1

(a) (R+4)

	UX [cm]
MAX	6.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-1.0
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1

(b) (R+6)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

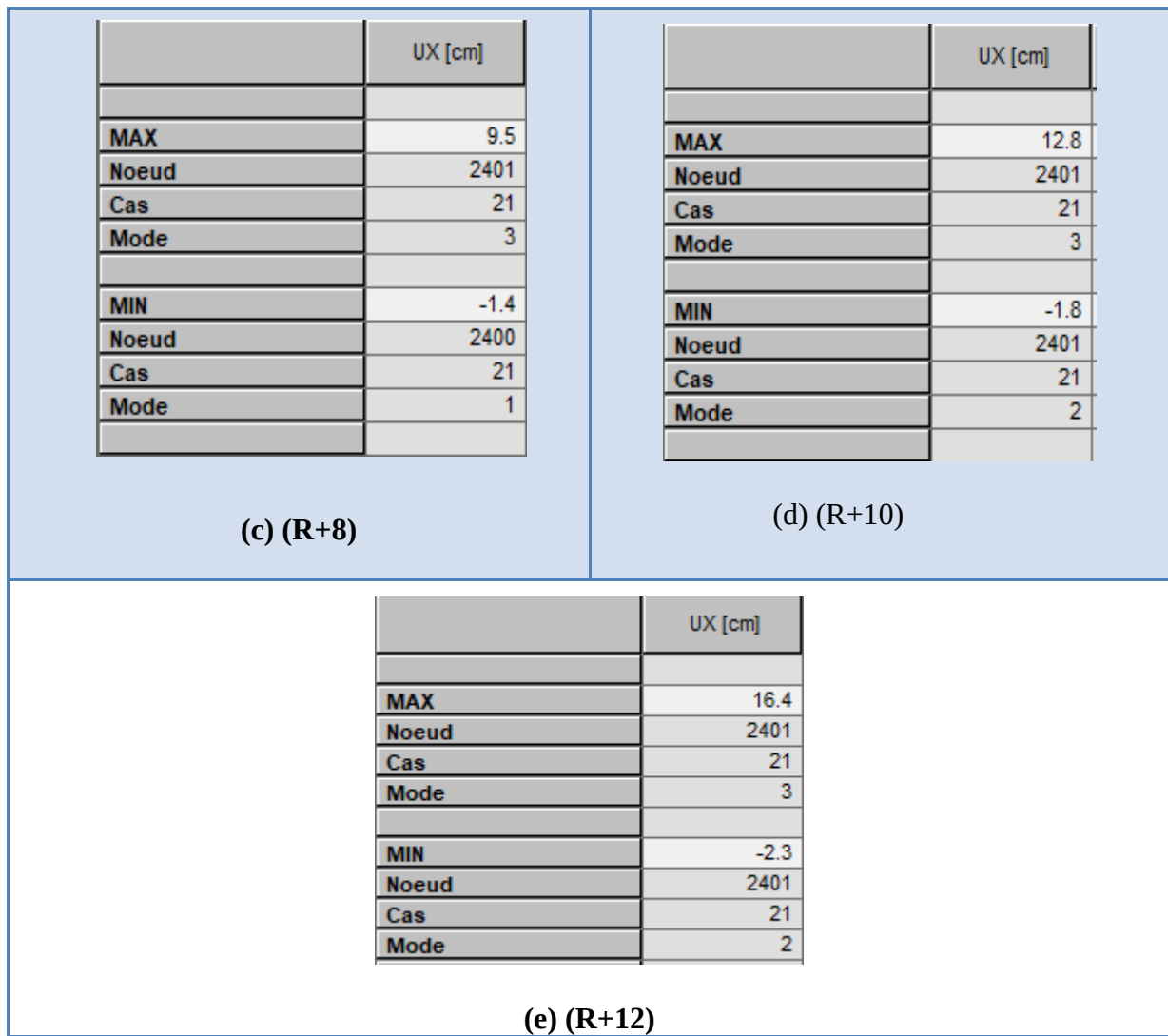


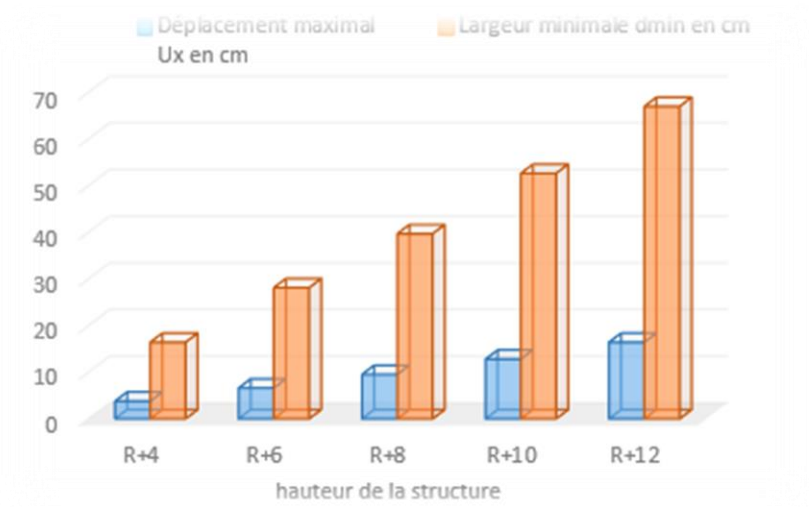
Figure VI.6 : Déplacement maximal U_x pour cinq hauteurs différentes.

Le tableau et le graphe ci-dessous résume les différentes valeurs de la largeur du joint sismique pour les cinq cas d'études (R+4, R+6, R+8, R+10 et R+12).

Tableau VI.1 : Influence de la hauteur de la structure sur la largeur du joint sismique.

Hauteur de la construction	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
R+4	3.8	16.4
R+6	6.6	28.1
R+8	9.5	39.65
R+10	12.8	52.6
R+12	16.4	66.95

Histogramme récapitulatif de l'influence d'hauteur de la structure



FigureVI.7 : Histogramme récapitulatif de l'influence d'hauteur de la structure

D'après les résultats du tableau précédent, il est clairement observé que l'augmentation de la largeur du joint est proportionnelle à l'augmentation de la hauteur de la construction. Cette relation s'explique par le fait que les déplacements engendrés par l'action sismique sont généralement plus importants aux sommets de la structure.

Lors d'un tremblement de terre, les forces sismiques agissent sur la structure et induisent des déformations et des déplacements horizontaux. Les sommets de la structure, en raison de leur position élevée, sont plus susceptibles d'être soumis à des forces et des déplacements plus importants par rapport aux parties inférieures de la construction.

Largeur minimale important est enregistré dans la structure R+12 (66.95cm). Par contre la structure R+4 est représenté une largeur minimale réduit (16.4cm), soit une augmentation de 4 fois de R+12 par rapport R+4

En général, plus la hauteur du bâtiment est importante, plus la largeur du joint sismique doit être dimensionnée pour permettre la déformation et l'absorption d'énergie lors d'un tremblement de terre. Cela est nécessaire pour éviter les dommages structurels.

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

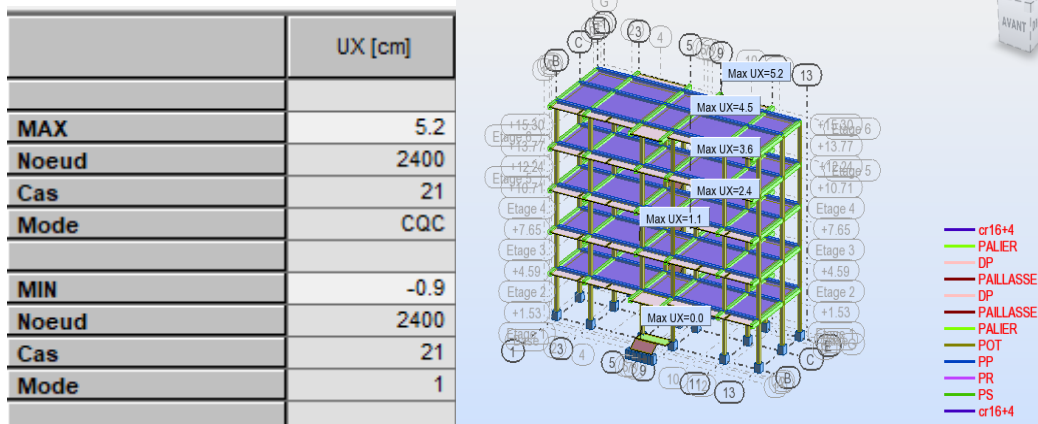
VI.I.2. Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint

L'influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique est un aspect important à considérer lors de la conception parasismique d'une structure en béton armé. La section des poteaux, notamment leur inertie, joue un rôle crucial dans la résistance et la ductilité de la structure face aux forces sismiques.

Nous varions tout d'abord la section des poteaux avec un pas de 5cm des dimensions (largeur et hauteur). Le déplacement et la largeur du joint seront comparés pour tous les cas : Poteau (25x30), Poteau (30x40), Poteau (30x35), Poteau (35x40) et Poteau (40x50) pour les différentes hauteurs (R+4, R+6, R+8, R+10 et R+12).

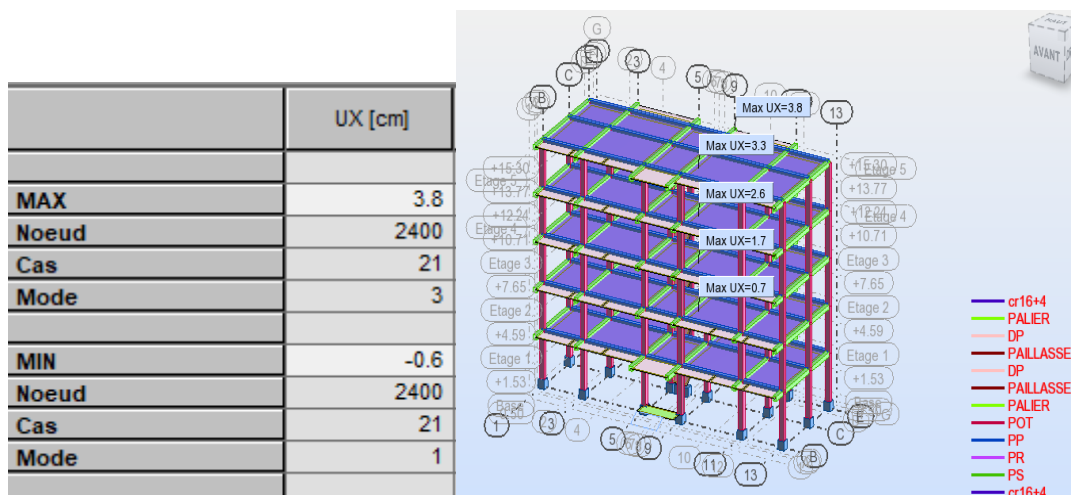
La figure VI.8 présente les résultats de déplacement horizontal pour les 5 cas d'étude et pour une structure R+4.

1. Pour R+4 :

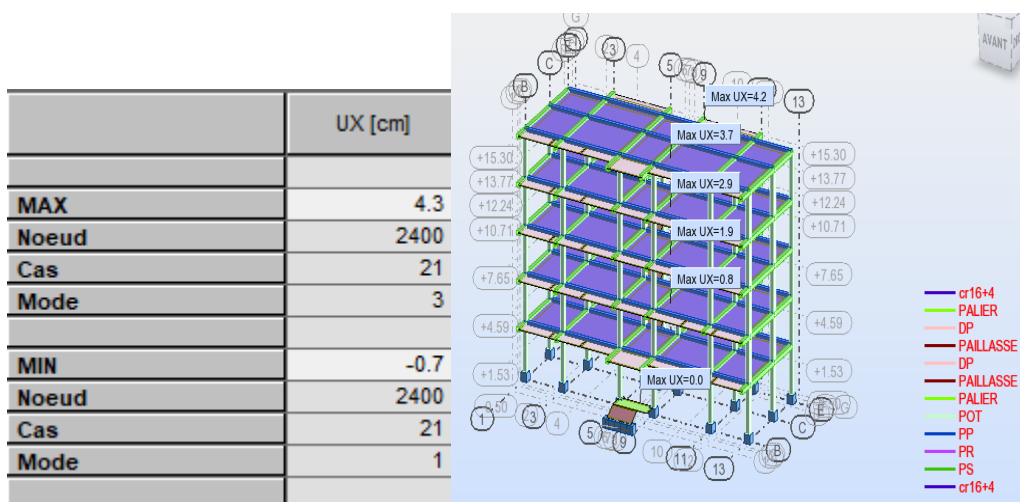


(a) Poteau (25x30)

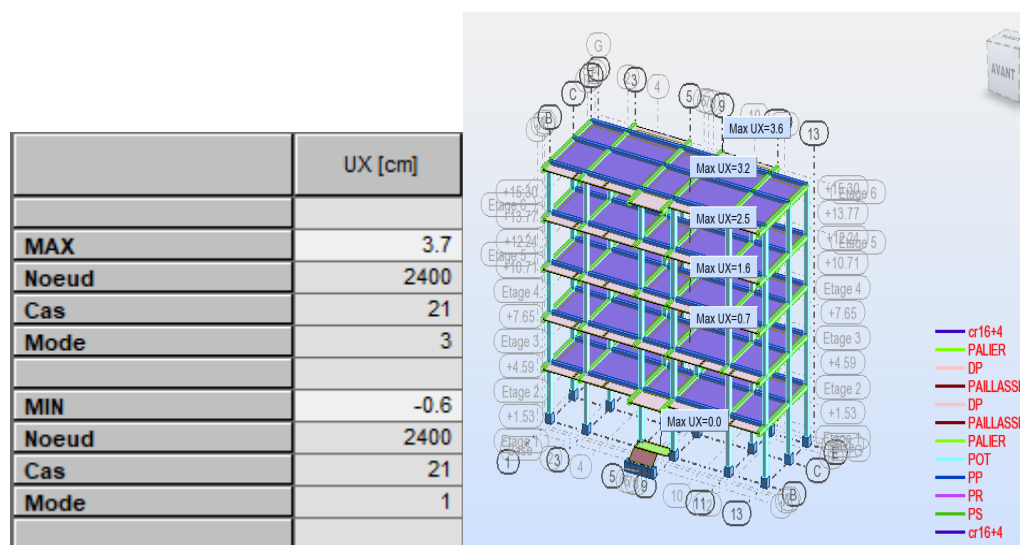
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(b) Poteau (30x40)

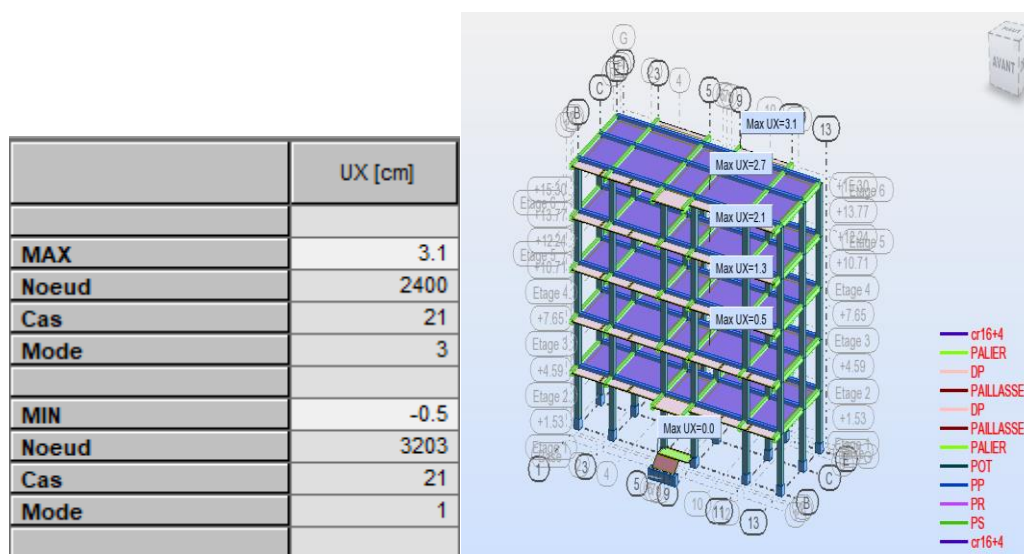


(c) Poteau (30x35)



(d) Poteau (35x40)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(e) Poteau (40x50)

Figure VI.8 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poteaux (R+4).

La largeur du joint sismique pour ces Cinq cas et pour une structure R+4 est résumée dans le tableau ci-dessous :

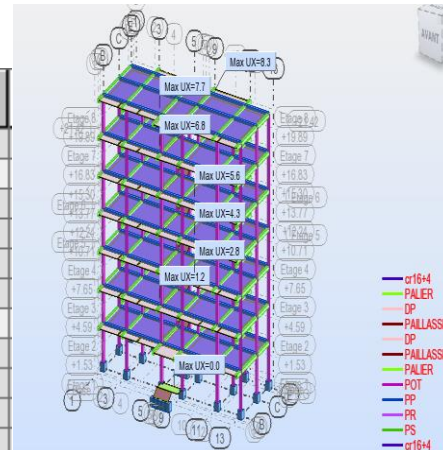
Tableau VI.2 : Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique (R+4).

Section du poteau	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Poteau (25x30)	5.2	22.85
Poteau (30x35)	4.3	19
Poteau (30x40)	3.8	16.4
Poteau (35x40)	3.7	16.55
Poteau (40x50)	3.1	14.1

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

2. Pour R+6 :

	UX [cm]
MAX	8.3
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-1.3
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1



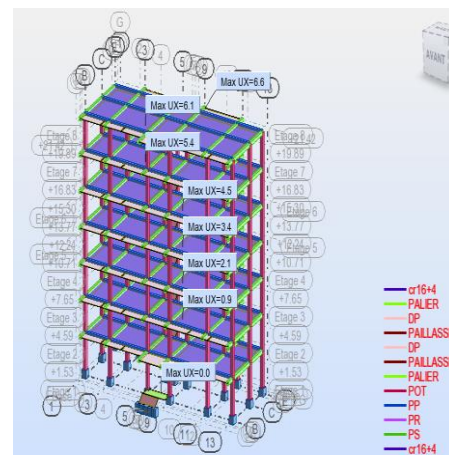
(a) Poteau (25x30)

	UX [cm]
MAX	7.2
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-1.1
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1



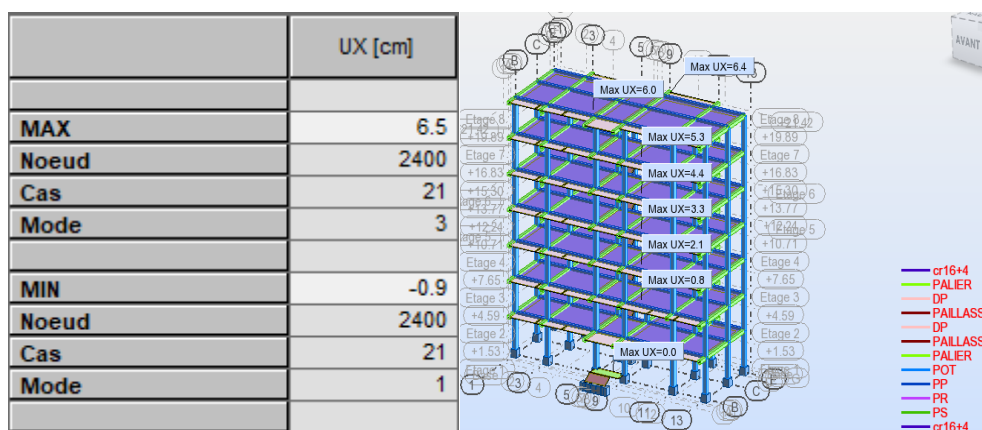
(b) Poteau (30x35)

	UX [cm]
MAX	6.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-1.0
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1

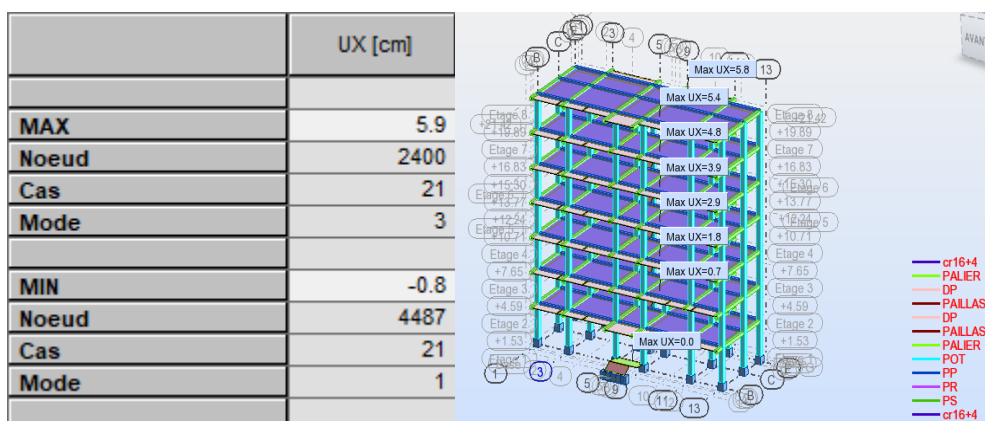


(c) Poteau (30x40)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(d) Poteau (35x40)



(e) Poteau (40x50)

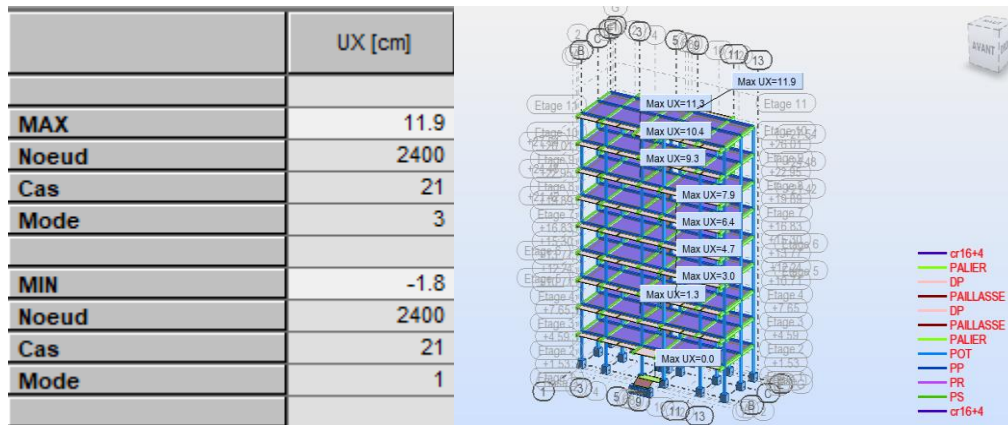
Figure VI.9 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poteaux (R+6).
La largeur du joint sismique pour ces cinq cas et pour R+6 est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 : Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique (R+6)

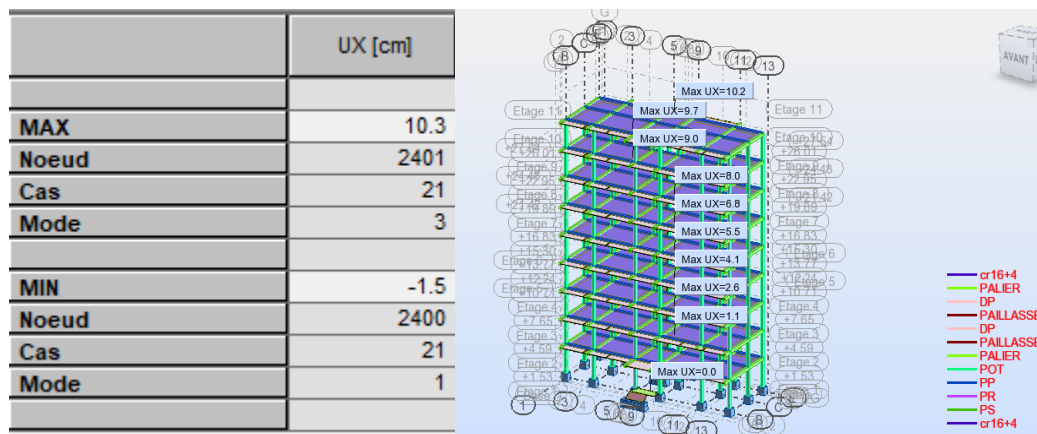
Section du poteau	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Poteau (25x30)	8.3	35.1
Poteau (30x35)	7.2	30.55
Poteau (30x40)	6.6	28.1
Poteau (35x40)	6.5	27.4
Poteau (40x50)	5.9	24.95

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

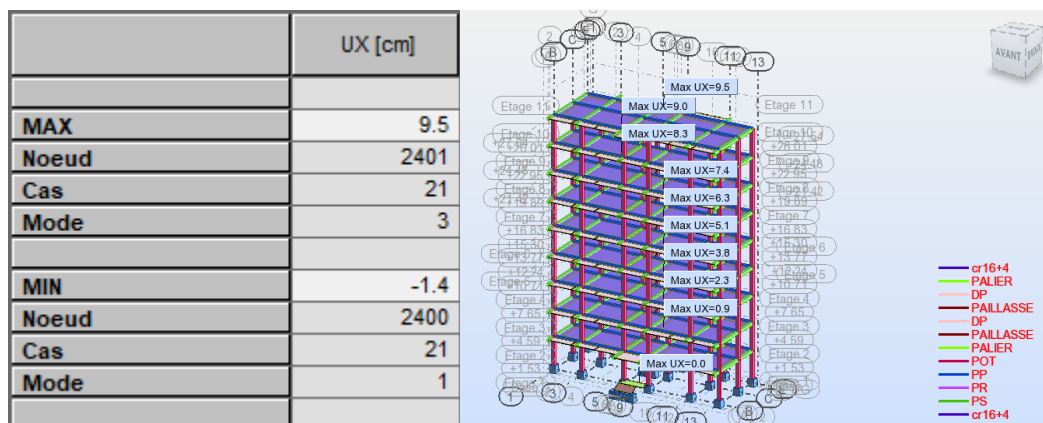
3. Pour R+8 :



(a) Poteau (25x30)

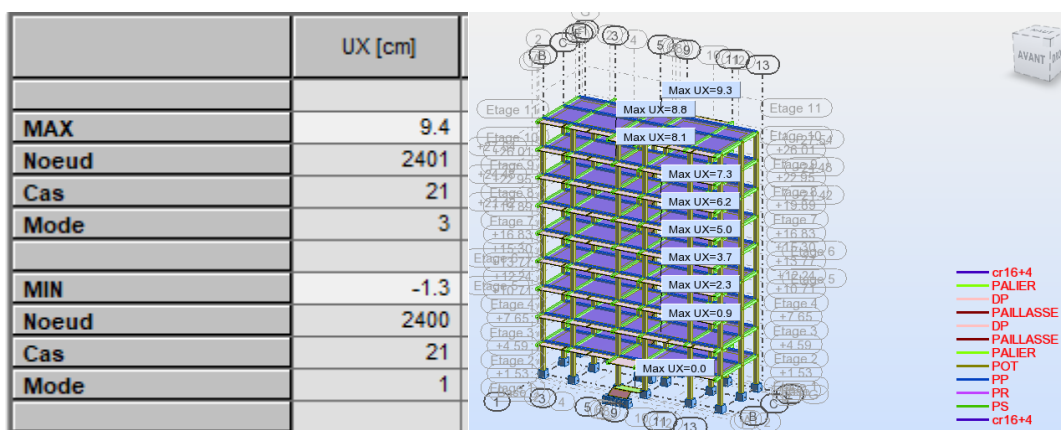


(b) Poteau (30x35)

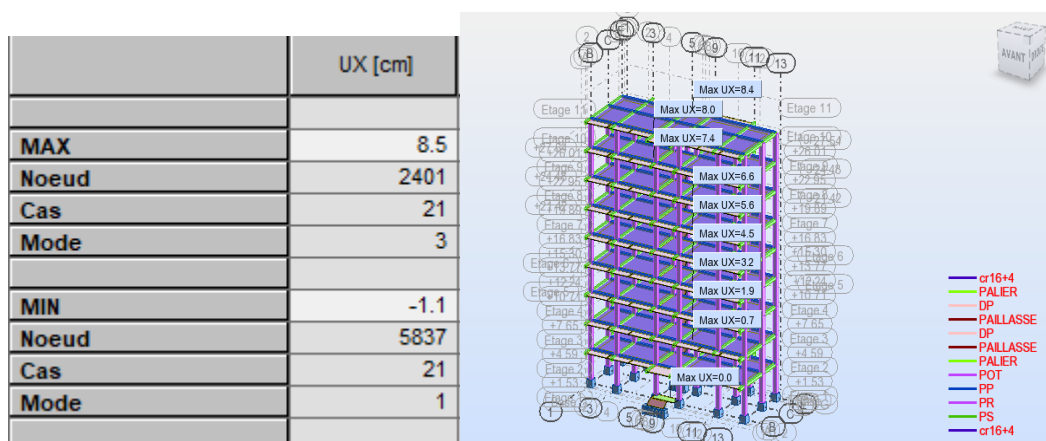


(c) Poteau (30x40)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(d) Poteau (35x40)



(e) Poteau (40x50)

Figure VI.10: Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poteaux(R+8).

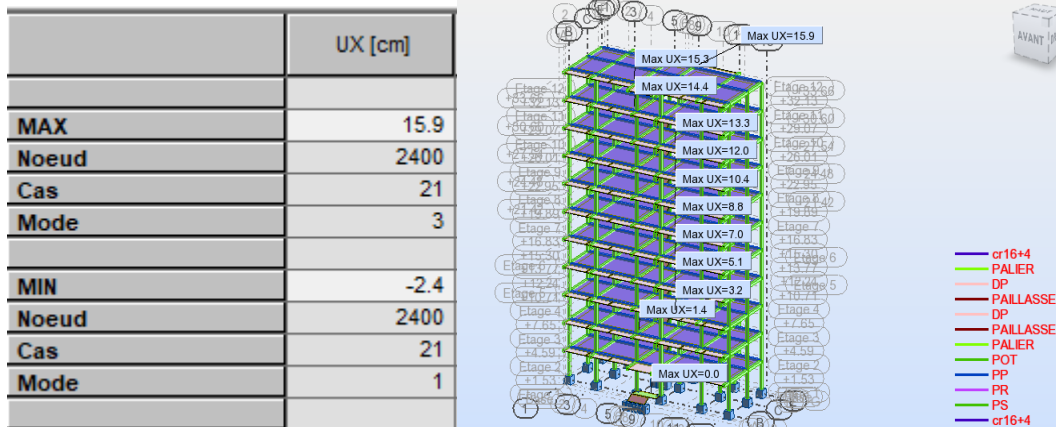
La largeur du joint sismique pour ces cinq cas et pour R+8 est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4 : Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique (R+8).

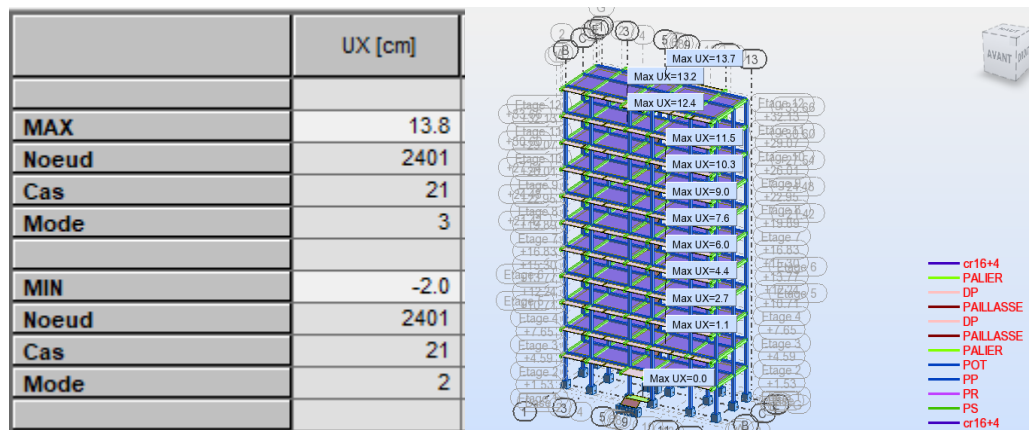
Section du poteau	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Poteau (25x30)	11.9	49.45
Poteau (30x35)	10.3	39.8
Poteau (30x40)	9.5	39.65
Poteau (35x40)	9.4	38.95
Poteau (40x50)	8.5	35.1

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

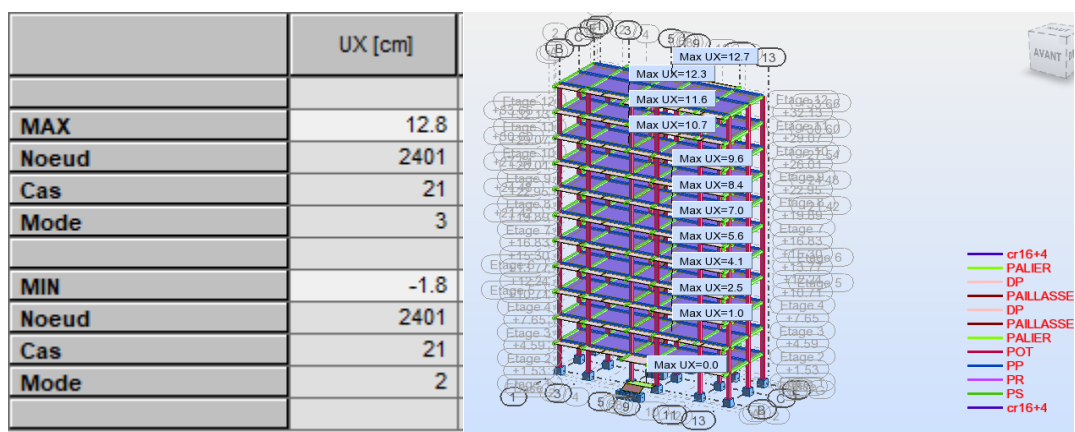
4. Pour R+10 :



(a) Poteau (25x30)

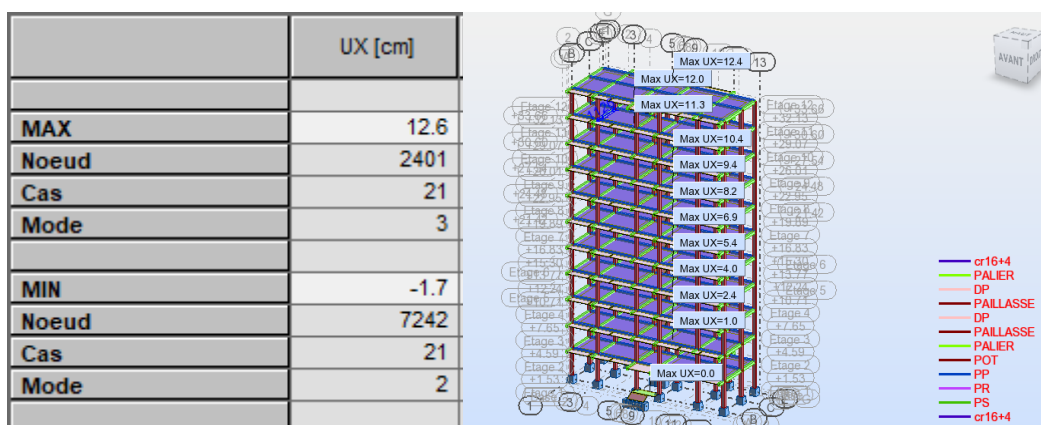


(b) Poteau (30x35)

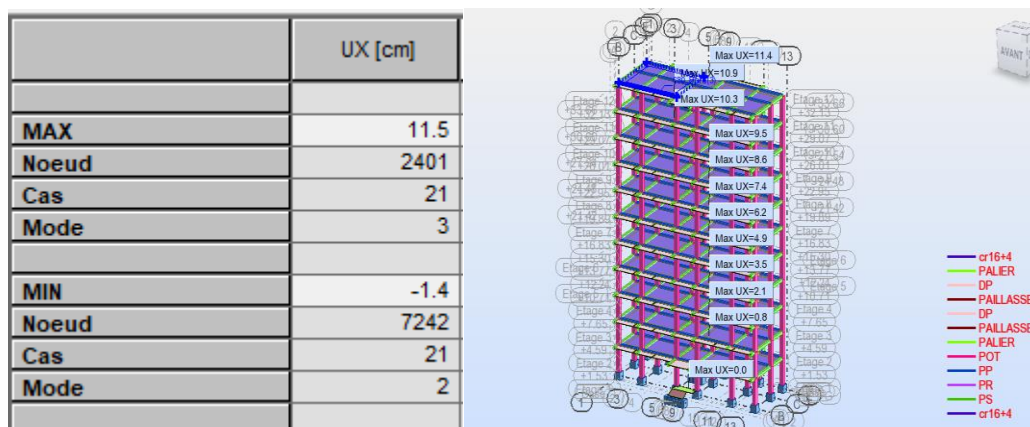


(c) Poteau (30x40)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(d) Poteau (35x40)



(e) Poteau (40x50)

Figure VI.11 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poteaux(R+10).

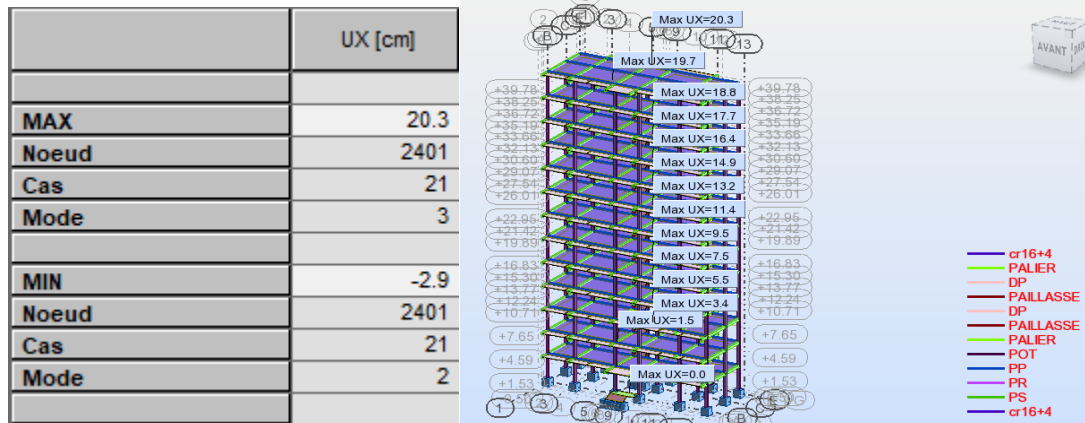
La largeur du joint sismique pour ces cinq cas et pour R+10 est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5 : Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique (R+10).

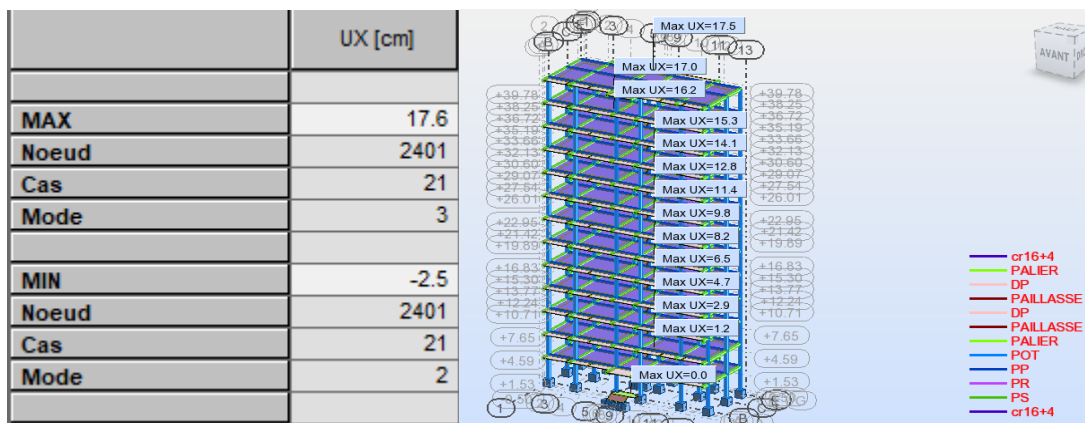
Section du poteau	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Poteau (25x30)	15.9	65.55
Poteau (30x35)	13.8	56.8
Poteau (30x40)	12.8	52.6
Poteau (35x40)	12.6	51.55
Poteau (40x50)	11.5	46.55

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

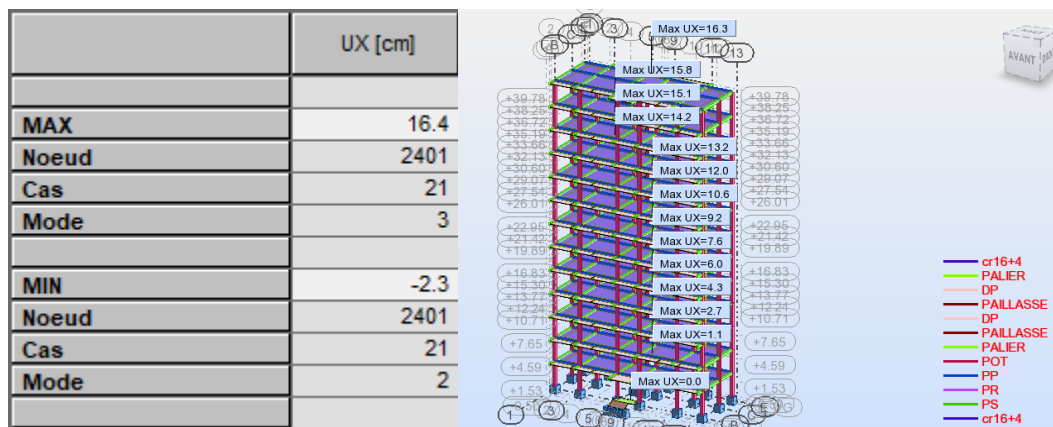
5. Pour R+12 :



(a) Poteau (25x30)

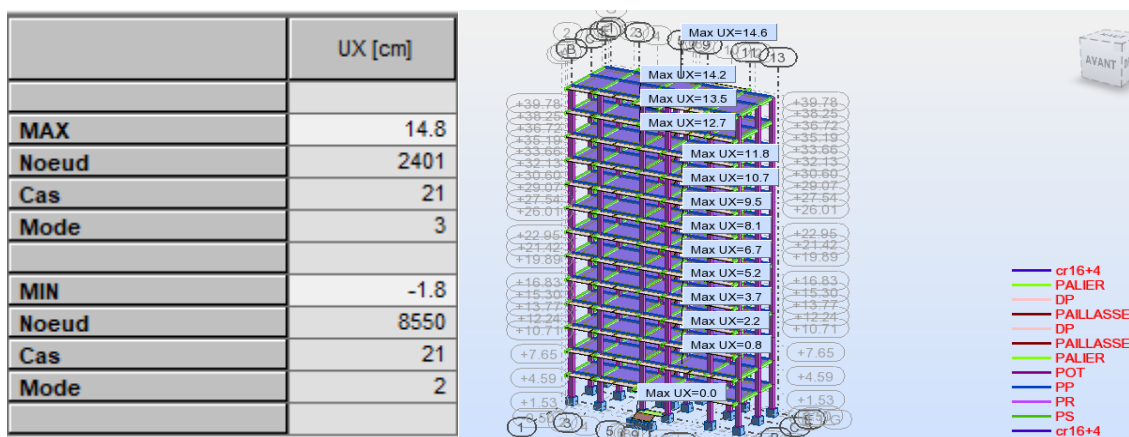


(b) Poteau (30x35)

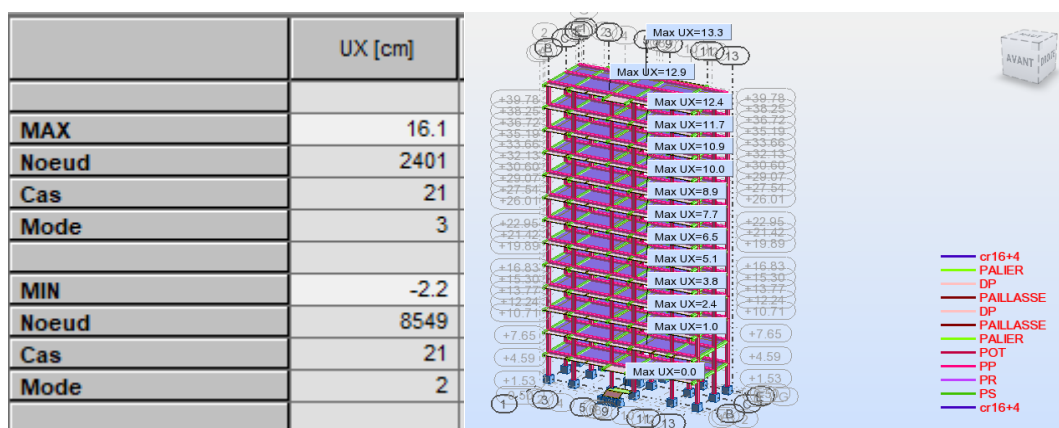


(c) Poteau (30x40)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(d) Poteau (35x40)



(e) Poteau (40x50)

Figure VI.12 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poteaux (R+12).

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas et pour R+12 est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6 : Influence de la variation de la section des poteaux sur la largeur du joint sismique (R+12).

Section du poteau	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Poteau (25x30)	20.3	82.7
Poteau (30x35)	17.6	71.85
Poteau (30x40)	16.4	66.95
Poteau (35x40)	16.1	65.55
Poteau (40x50)	14.8	59.6

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

Courbe récapitulatif de l'influence des sections de poteaux

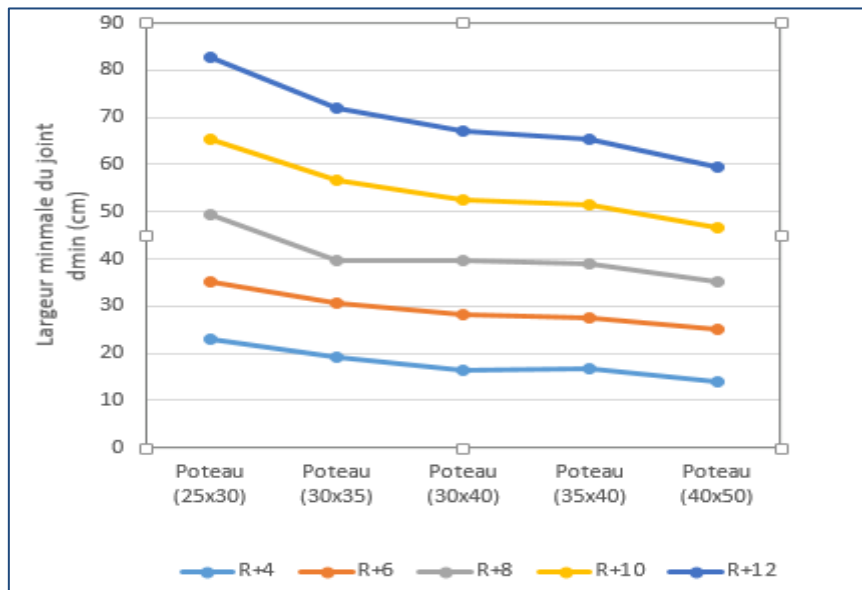


Figure VI.13 : Courbe récapitulatif de l'influence des sections de poteaux

Selon les résultats du tableau précédent, il est évident que, l'augmentation des dimensions de la section du poteau a très nettement influencé les déplacements provoqués au sommet de la structure et donc la largeur du joint a considérablement diminué. Cela s'explique par la diminution du déplacement horizontal maximal de la structure en raison de l'augmentation de la rigidité de la structure due à l'augmentation de l'inertie des poteaux.

La comparaison de ces résultats nous montre que les déplacements importants sont enregistrés pour la structure avec les sections de poteau minimales (25x30) que ce soit la hauteur de la structures, la largeur du joint sismique est réduits en moyenne de 27,93% pour la structure avec section de poteau (35x50) par rapport à la section de poteau (25x30) et cela pour une structure de 12 niveaux

Pour une structure R+4, le taux de réduction est de 38.29% pour la structure avec section de poteau (35x50) par rapport à la section de poteau (25x30)

Lorsque la section des poteaux est modifiée, cela peut avoir un impact significatif sur la réponse sismique de la structure et, par conséquent, sur la largeur du joint sismique. En général, si la section des poteaux est augmentée, cela conduit à une augmentation

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

de l'inertie de ces éléments, ce qui peut réduire les déformations et les déplacements horizontaux de la structure.

VI.1.3. Influence de la variation de la section des poutres principales sur la largeur du joint

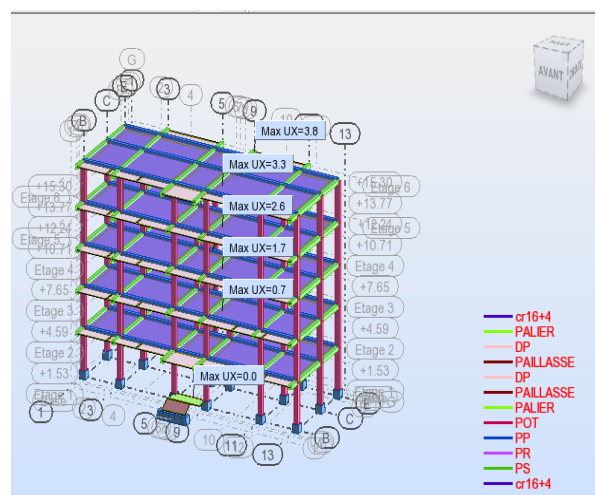
La variation de la section des poutres principales peut également avoir une influence sur la largeur du joint sismique. Les poutres principales jouent un rôle essentiel dans la résistance et la rigidité globale de la structure face aux forces sismiques.

Il est important de noter que les dimensions des poutres principales (largeur et hauteur) sont les variables clés dans cette variation, et nous les ajustons avec un pas de 5 cm pour observer les changements correspondants dans les déplacements et la largeur du joint sismique pour chaque hauteur de construction donnée (R+4, R+6, R+8, R+10 et R+12). Les dimensions de poutres principales adoptées sont : Poutre principale (30x35), poutre principale (35x40), poutre principale (40x40) poutre principale (45x50) et poutre principale (50x55).

La figure V.13 présente les résultats de déplacement horizontal pour les 5 cas d'étude et pour une structure R+4.

1. Pour R+4:

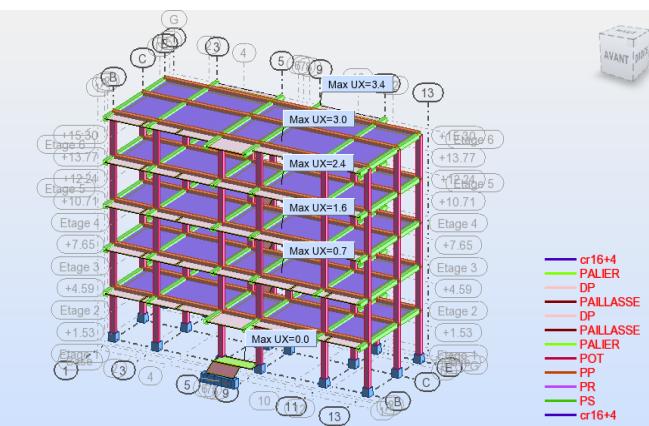
	UX [cm]
MAX	3.8
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-0.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1



(a) Poutre principale (30x35)

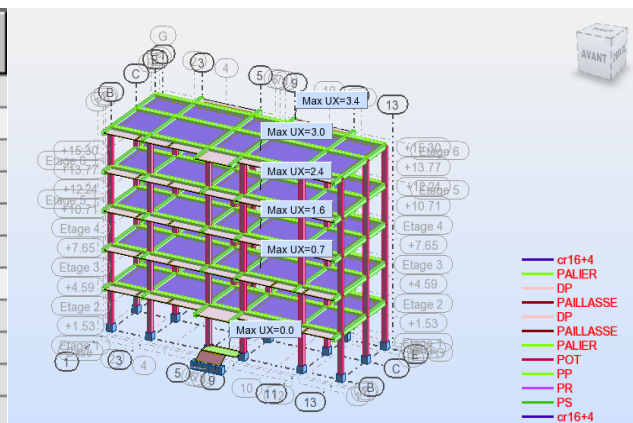
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

	UX [cm]
MAX	3.4
Noeud	2400
Cas	21
Mode	CQC
MIN	-0.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1



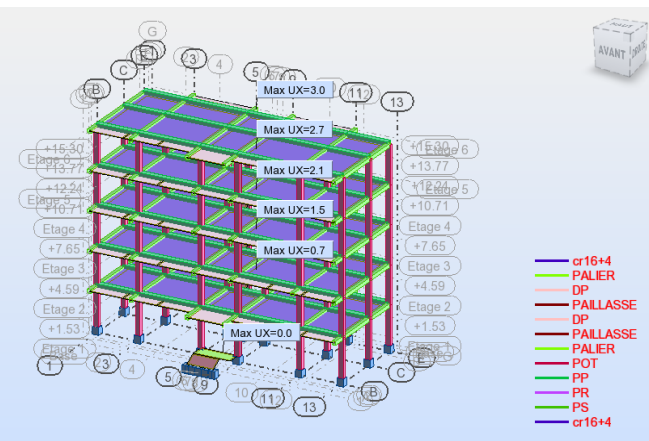
(b) Poutre principale (35x40)

	UX [cm]
MAX	3.4
Noeud	2400
Cas	21
Mode	CQC
MIN	-0.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1



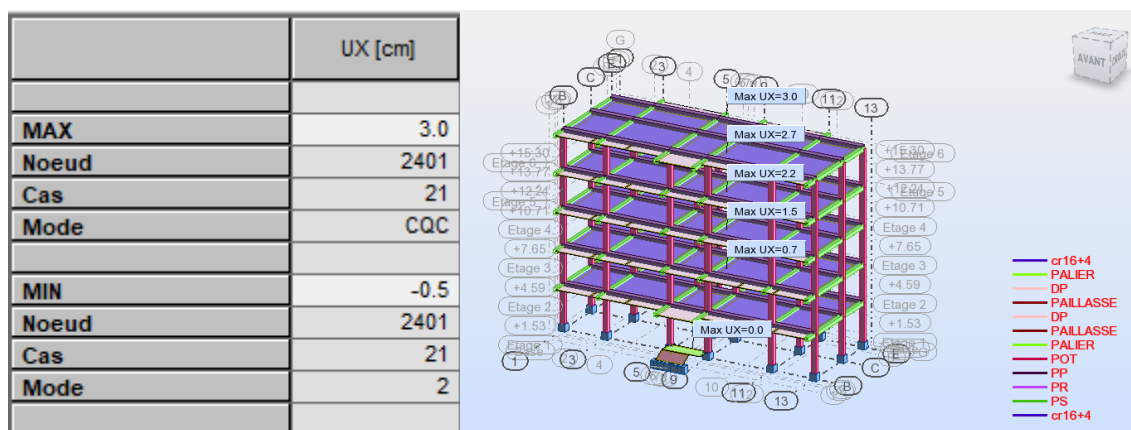
(c) Poutre principale (40x40)

	UX [cm]
MAX	3.0
Noeud	2401
Cas	21
Mode	CQC
MIN	-0.5
Noeud	2400
Cas	21
Mode	2



(d) Poutre principale (45x50)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(e) Poutre principale (50x55)

Figure VI.14 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poutres principales (R+4)

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas et pour une structure R+4 est résumée dans le tableau ci-dessous :

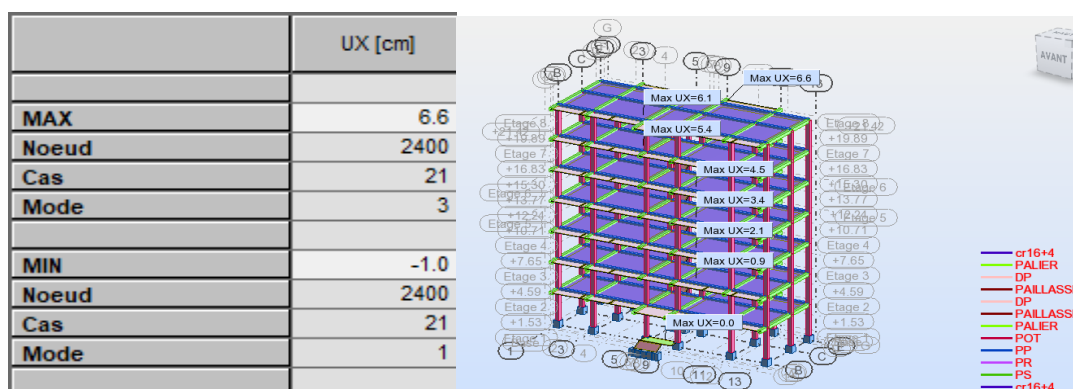
Tableau VI.7 : Influence de la variation de la section des poutres principales sur la largeur du joint sismique (R+4)

Section des poutres principales	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Poutre principale (30x35)	3.8	16.4
Poutre principale (35x40)	3.4	15.5
Poutre principale (40x40)	3.4	15.5
Poutre principale (45x50)	3	13.75
Poutre principale (50x55)	3	13.75

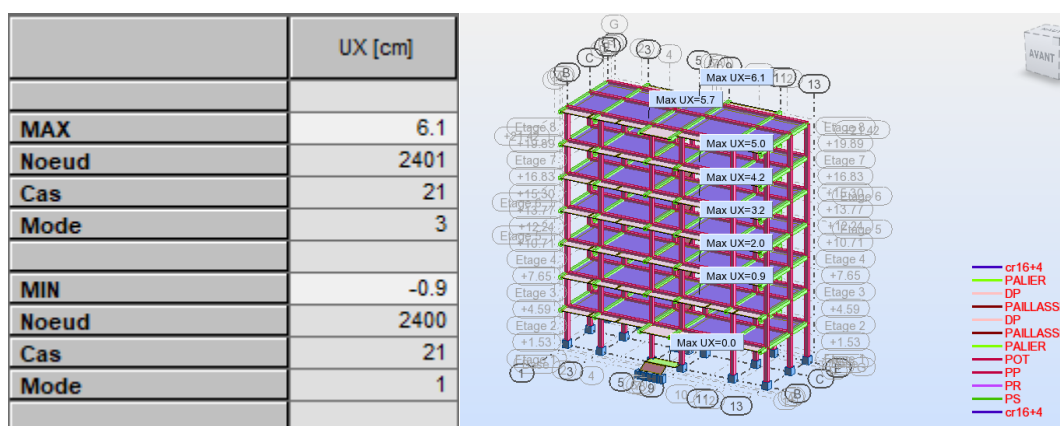
2. Pour R+6:

La figure VI.15 présente les résultats de déplacement horizontal pour les 5 cas d'étude et pour une structure R+6.

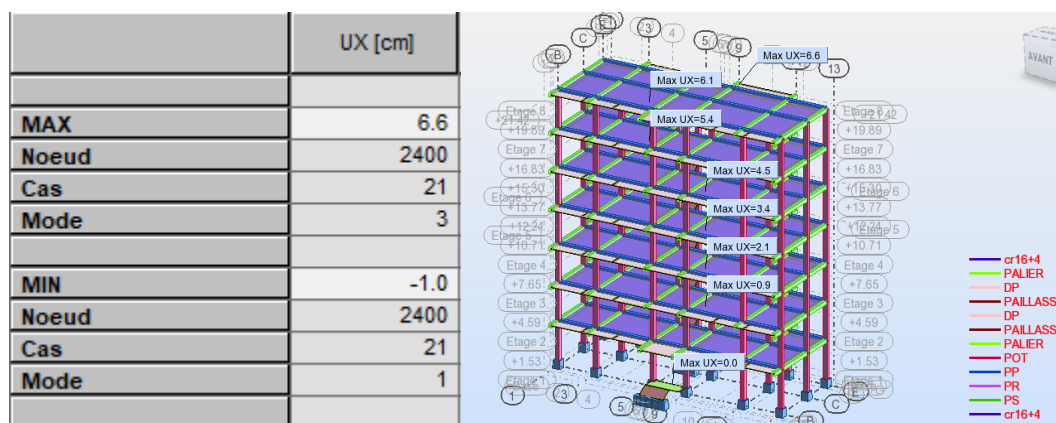
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



a) Poutre principale (30x35)

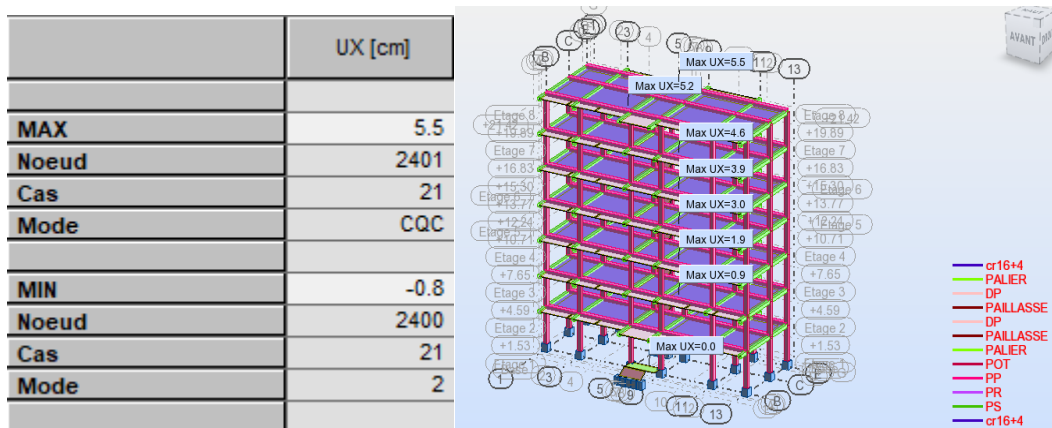


b) poutre principale (35x40)

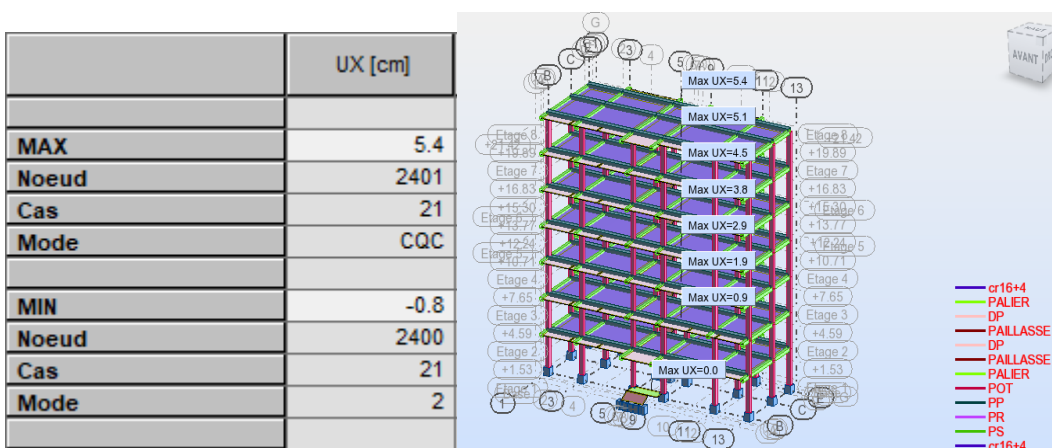


c) poutre principale (40 x 40)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



d) poutre principale (45x50)



e) poutre principale (50x55)

Figure VI.15 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poutres principales (R+6)

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas et pour une structure R+6 est résumée dans le tableau ci-dessous :

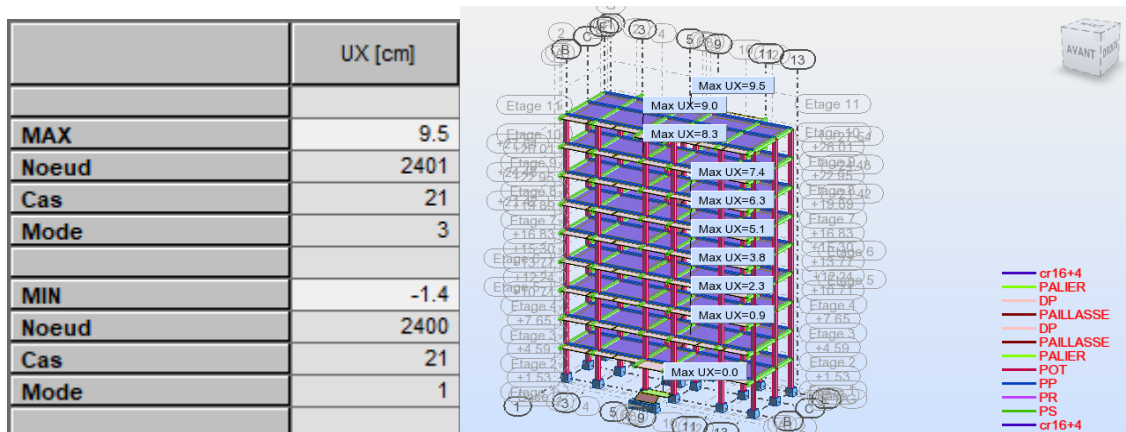
Tableau VI.8: Influence de la variation de la section des poutres principales sur la largeur du joint sismique (R+6)

Section des poutres principales	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Poutre principale (30x35)	6.6	28.1
Poutre principale (35x40)	6.1	26
Poutre principale (40x40)	6.6	28.1
Poutre principale (45x50)	5.5	23.55
Poutre principale (50x55)	5.4	23.2

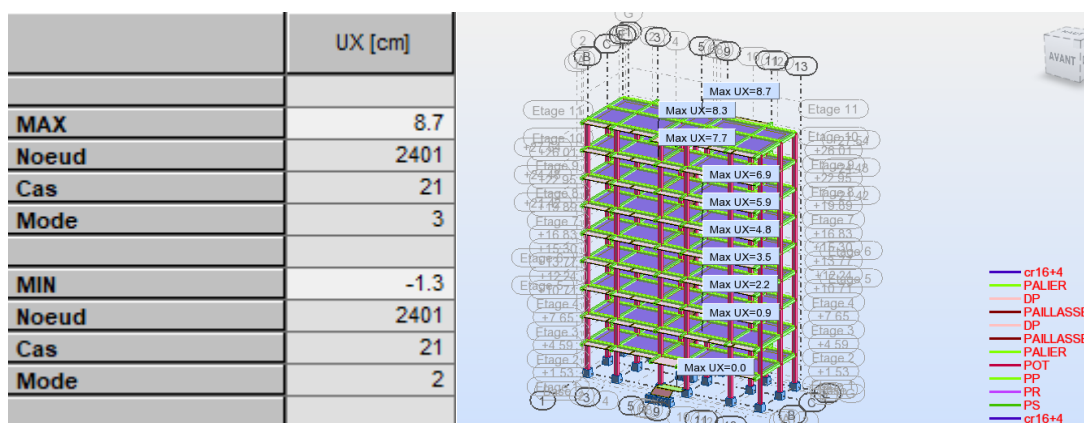
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

3. Pour R+8 :

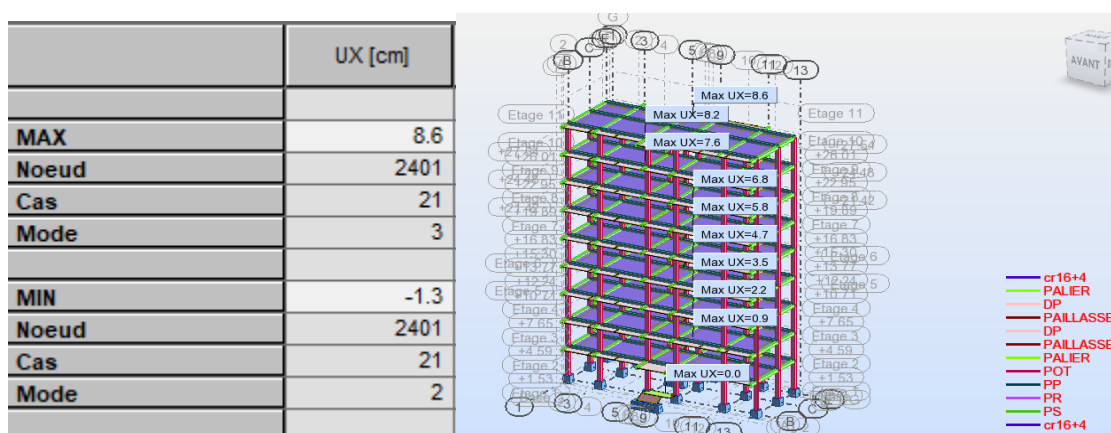
La figure VI.16 présente les résultats de déplacement horizontal pour les 5 cas d'étude et pour une structure R+8.



a) Poutre principale (30x35)

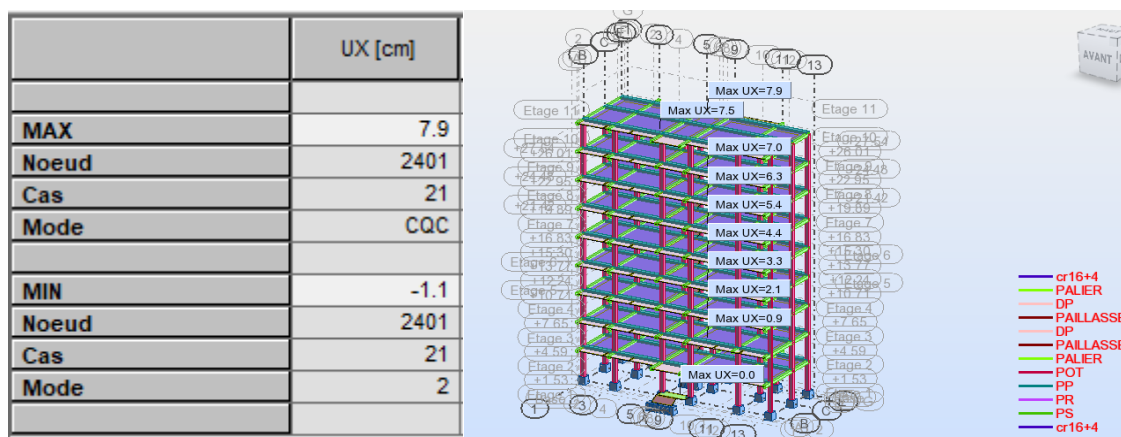


b) Poutre principale (35x40)

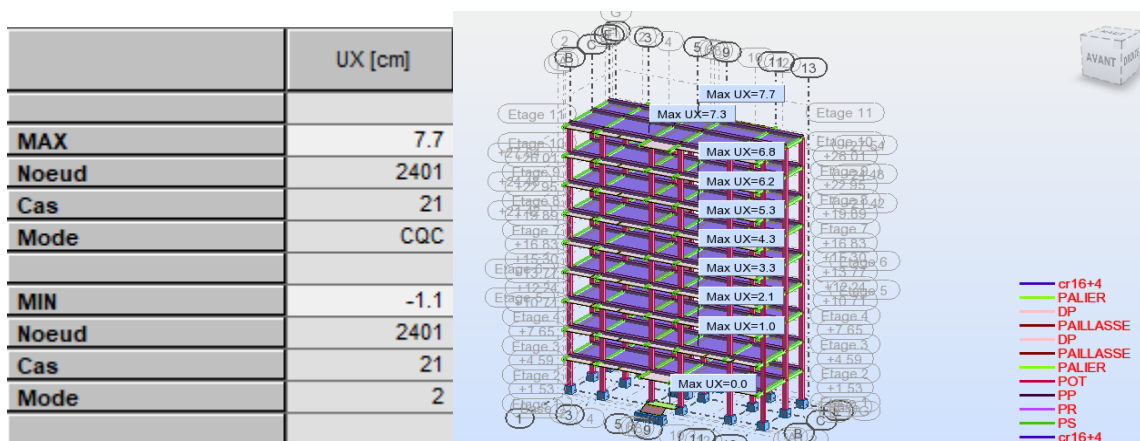


c) Poutre principale (40x40)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



d) Poutre principale (45x50)



e) Poutre principale (50x55)

Figure VI.16 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poutres principales (R+8)

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas et pour une structure R+8 est résumée dans le tableau ci-dessous :

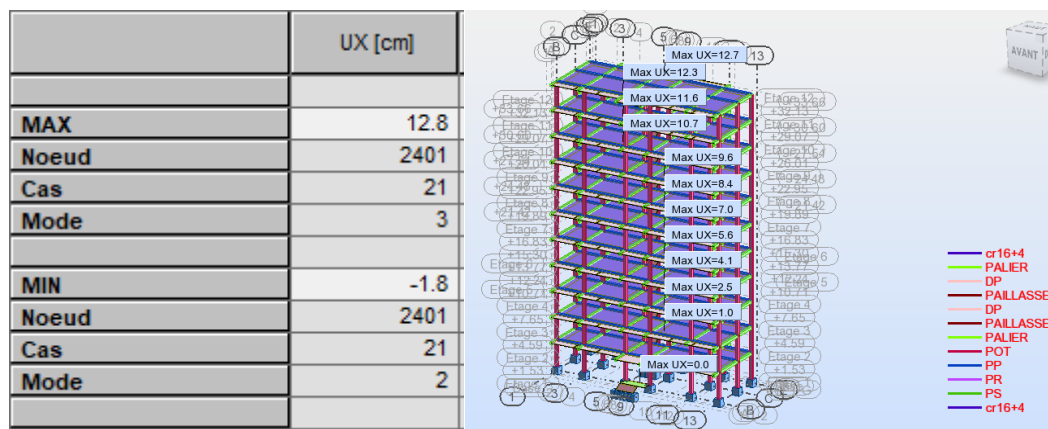
Tableau VI.9 : Influence de la variation de la section des poutres sur la largeur du joint sismique (R+8)

Section des poutres principales	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Poutre principale (30x35)	9.5	39.65
Poutre principale (35x40)	8.7	36.5
Poutre principale (40x40)	8.6	36.15
Poutre principale (45x50)	7.9	33
Poutre principale (50x55)	7.1	32.3

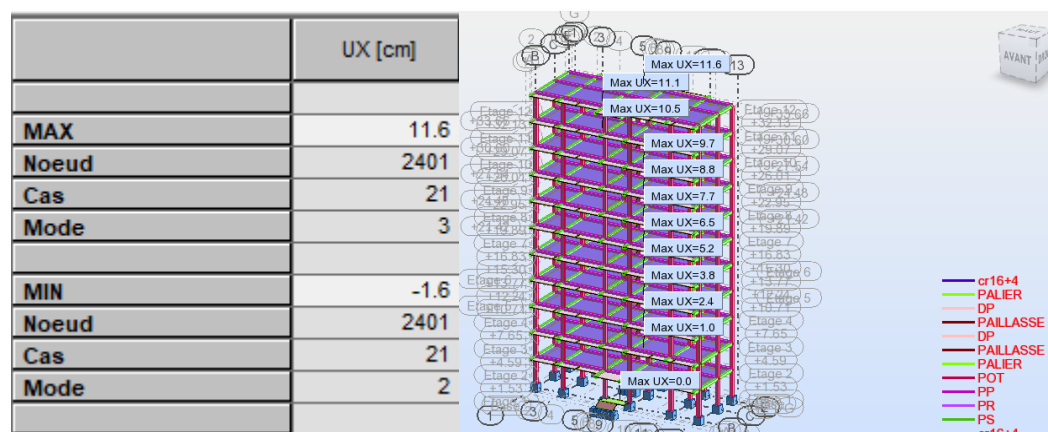
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

4. Pour R+10:

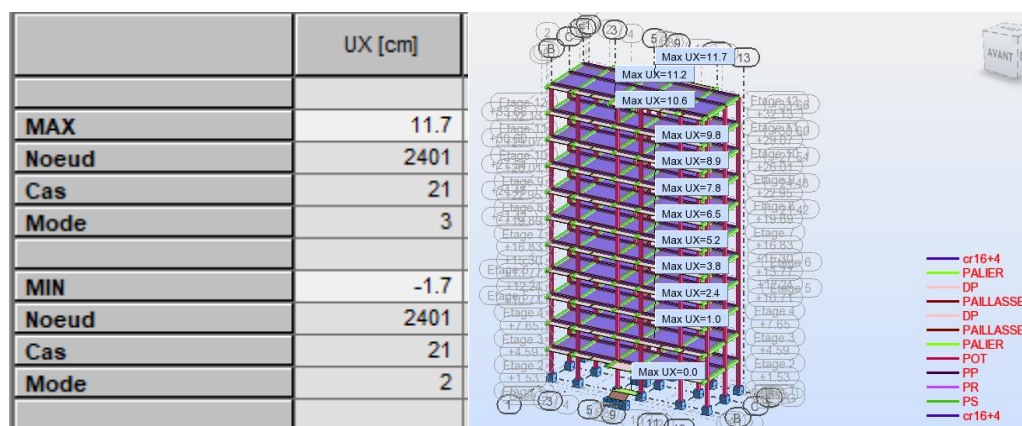
La figure VI.17 présente les résultats de déplacement horizontal pour les 5 cas d'étude et pour une structure R+10.



a) Poutre principale (30x35)

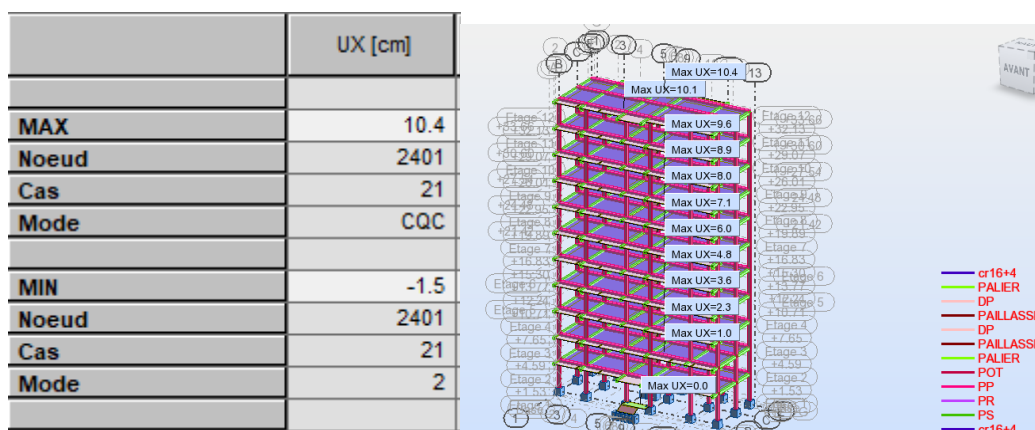


b) Poutre principale (40 x 40)

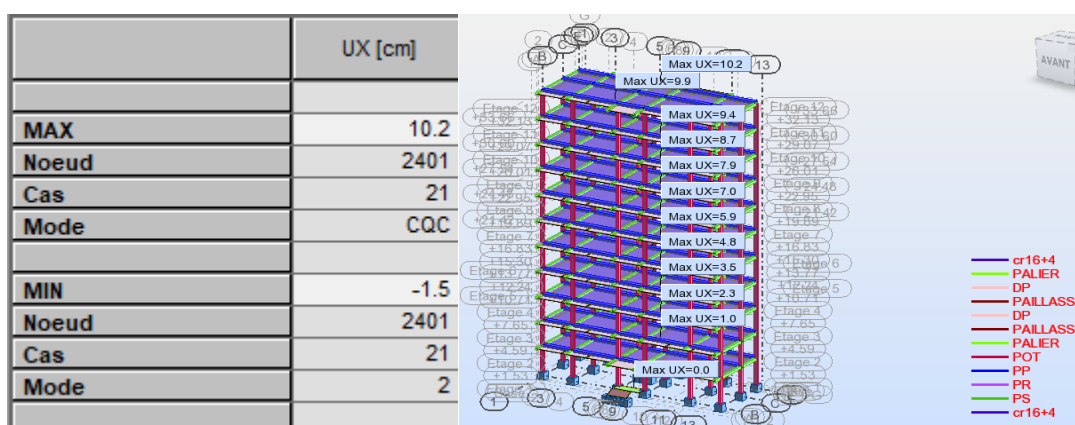


c) Poutre principale (35x40)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



d) Poutre principale (45x50)



e) Poutre principale (50x55)

Figure VI.17 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poutres principales (R+10)

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas et pour une structure R+10 est résumée dans le tableau ci-dessous :

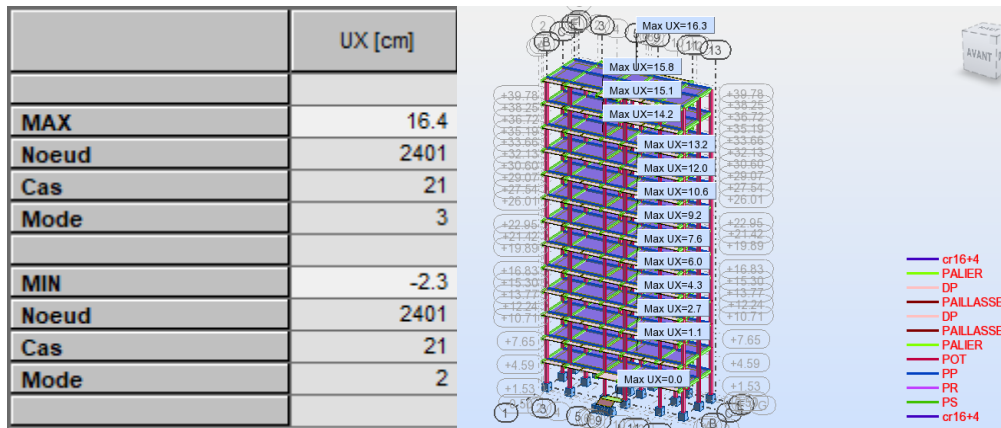
Tableau VI.10 : Influence de la variation de la section des poutres sur la largeur du joint sismique (R+10)

Section des poutres principales	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Poutre principale (30x35)	12.8	52.6
Poutre principale (35x40)	11.7	48.4
Poutre principale (40x40)	11.6	47.7
Poutre principale (45x50)	10.4	43.15
Poutre principale (50x55)	10.2	42.45

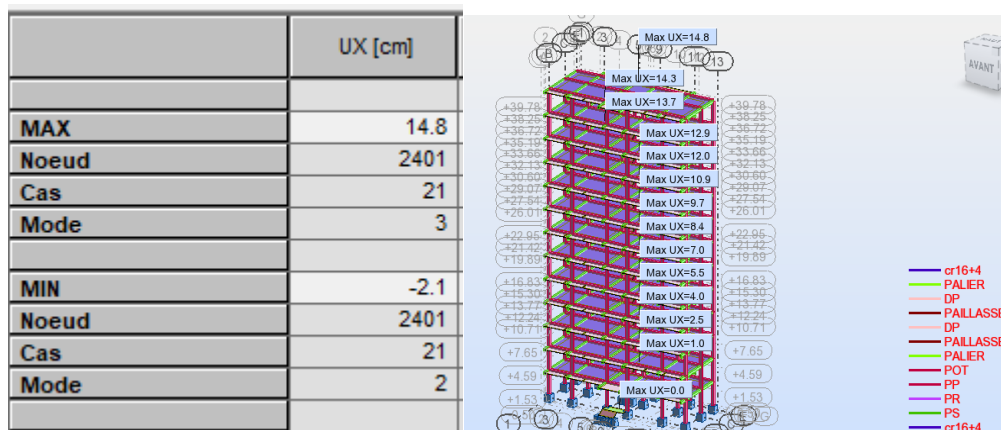
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

5. Pour R+12 :

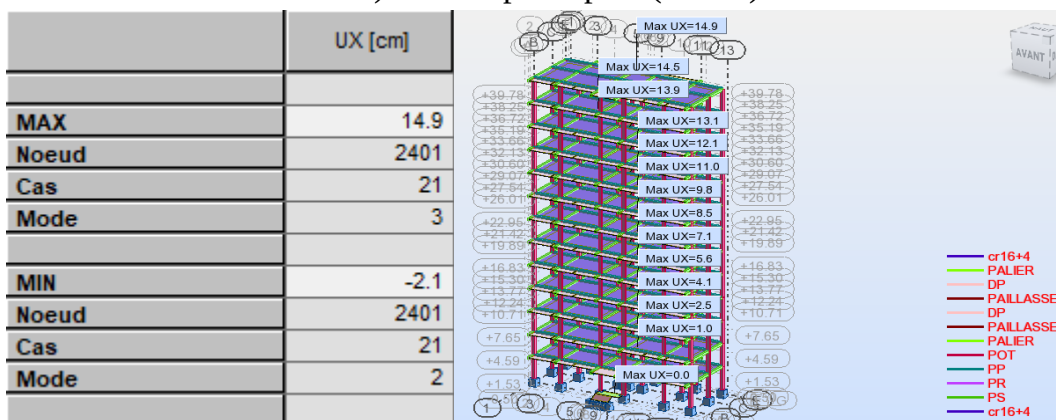
La figure VI.18 présente les résultats de déplacement horizontal pour les 5 cas d'étude et pour une structure R+12.



a) Poutre principale (30x35)

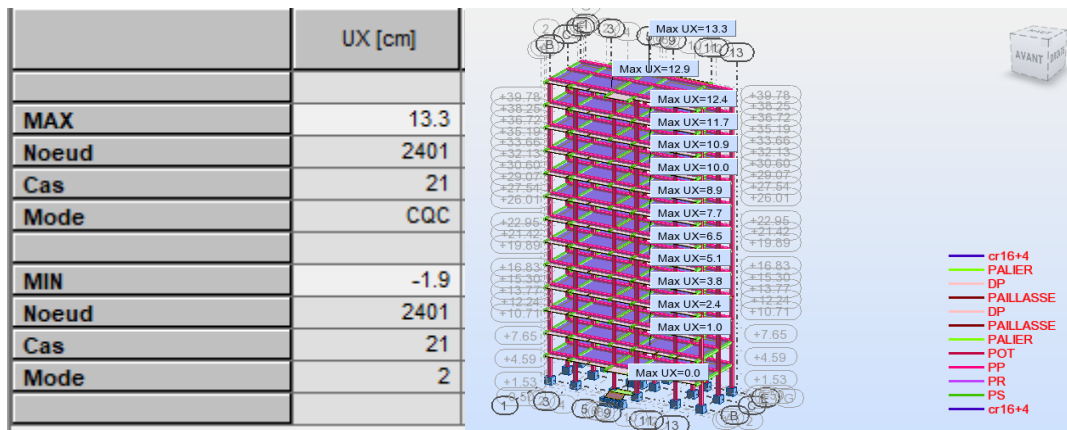


b) Poutre principale (40x40)

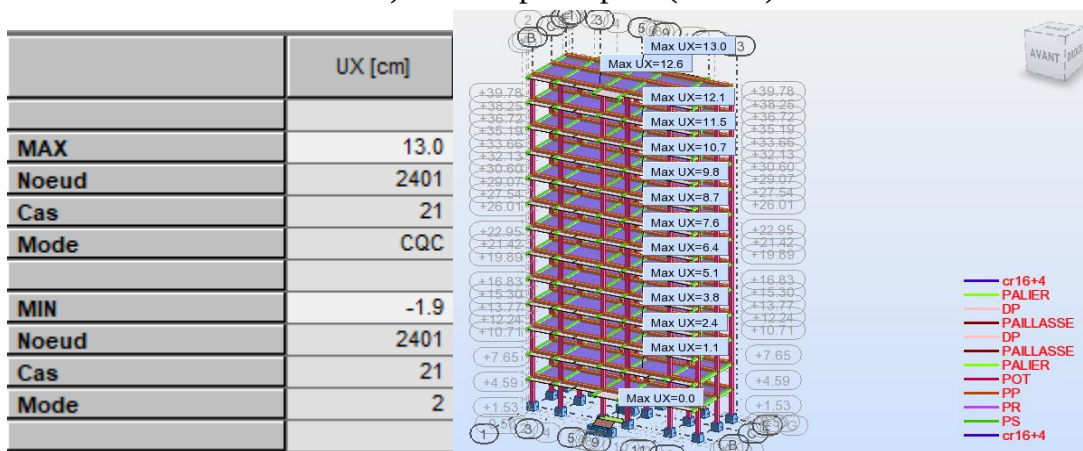


c) Poutre principale (35x40)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



d) Poutre principale (45x50)



e) Poutre principale (50x55)

Figure VI.18: Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de poutres principales (R+12)

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas et pour une structure R+12 est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.11 : Influence de la variation de la section des poutres sur la largeur du joint sismique (R+12)

Section des poutres principales	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Poutre principale (30x35)	16.4	66.95
Poutre principale (35x40)	14.9	61
Poutre principale (40x40)	14.8	60.65
Poutre principale (45x50)	13.3	54.7
Poutre principale (50x55)	13	53.65

Courbe récapitulatif de l'influence des sections de poutres principales

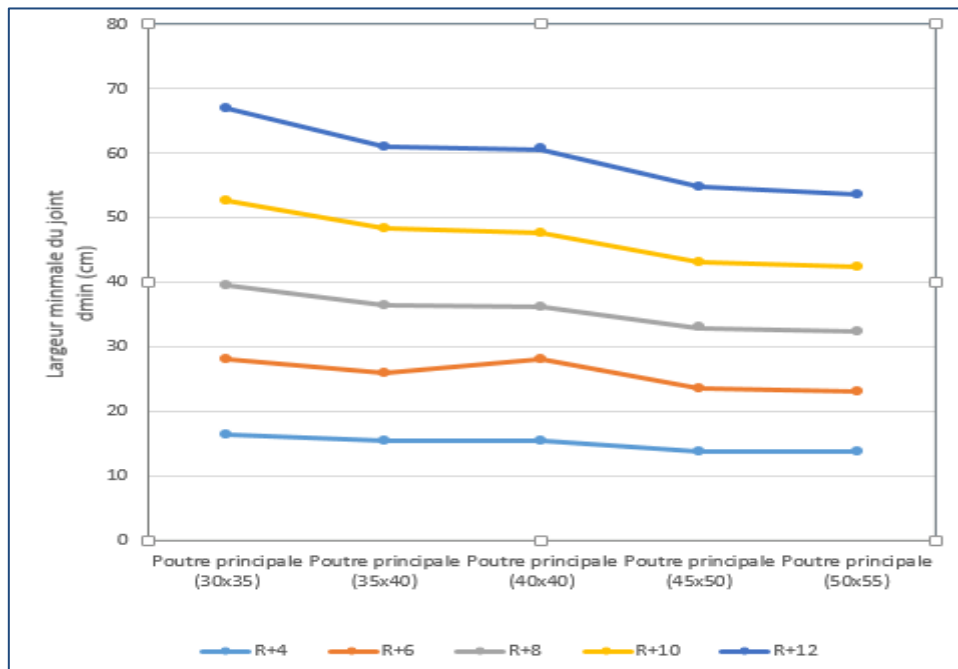


Figure VI.19 : Courbe récapitulatif de l'influence des sections de poutres principales

Sur la base de l'ensemble des résultats obtenus, on peut voir que la largeur du joint sismique est inférieure au fur à mesure que la section des poutres principales augmente quel que soit la hauteur de la structure.

La largeur du joint sismique est réduite en moyenne de 19,86% pour la structure avec section des poutres principales (50x55) par rapport à la section de poteau (30x35) et cela pour une structure de 12 niveaux

Pour une structure R+4, le taux de réduction est de 16.10% pour la structure avec section de poteau (35x50) par rapport à la section de poteau (25x30).

Dans ce cas, il est possible que la largeur du joint sismique puisse être réduite car la structure serait plus rigide et capable de mieux résister aux forces sismiques. Cependant, il est important de noter que l'augmentation de la section des poutres principales peut également augmenter les forces internes dans la structure, ce qui doit être pris en compte dans la conception globale.

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

D'autre part, si la section des poutres principales est réduite, cela peut entraîner une diminution de la rigidité de la structure. Cela peut augmenter les déformations et les déplacements horizontaux, ce qui peut nécessiter une plus grande largeur de joint sismique pour permettre une déformation et une absorption d'énergie adéquates.

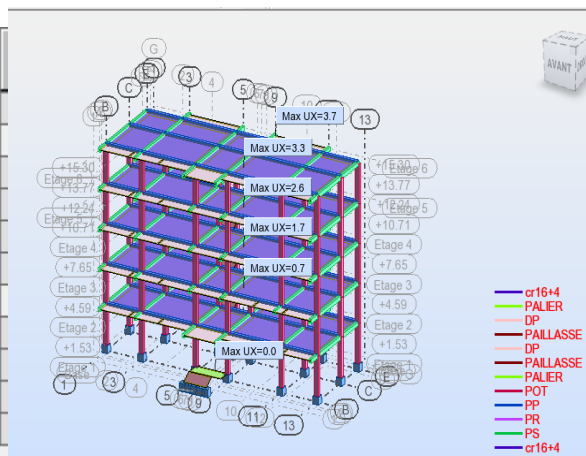
Mais on remarque si on fait la comparaison de deux sections successives où la différence est de 5cm, on ne voit pas trop de différence en terme de déplacement et la largeur du joint sismique.

VI.I.4. Influence de la variation de la section des chaînages sur la largeur du joint

La variation de la section des chaînages peut avoir une influence significative sur la largeur du joint sismique. Les chaînages sont des éléments structuraux qui sont généralement utilisés pour assurer la continuité et le transfert des charges entre les éléments de la structure, tels que les poteaux et les poutres. Lorsqu'un joint sismique est prévu entre ces éléments, la variation de la section des chaînages peut créer des défis supplémentaires dans la conception du joint.

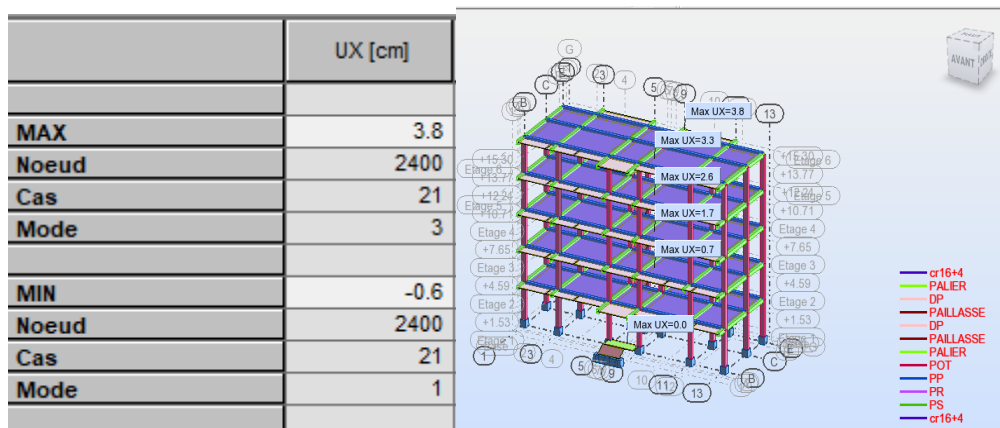
1. Pour R+4:

	UX [cm]
MAX	3.7
Noeud	2400
Cas	21
Mode	CQC
MIN	-0.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1

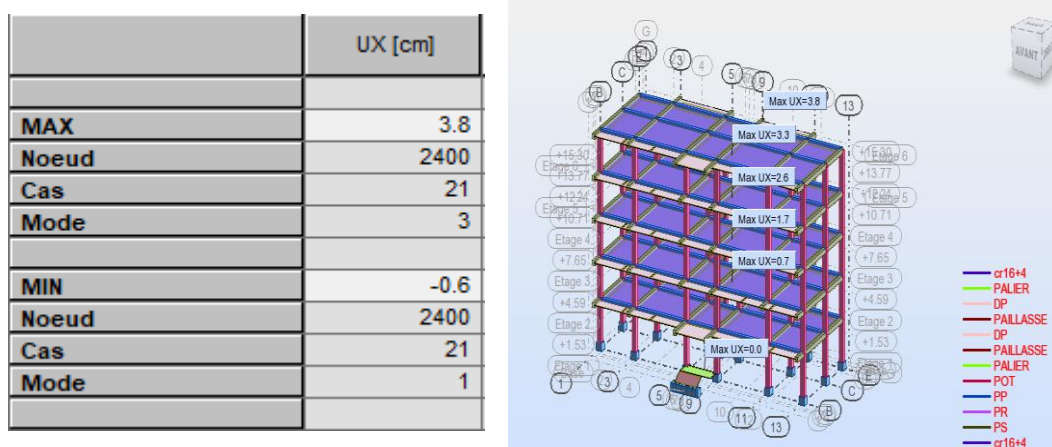


a) chaînage (25x30)

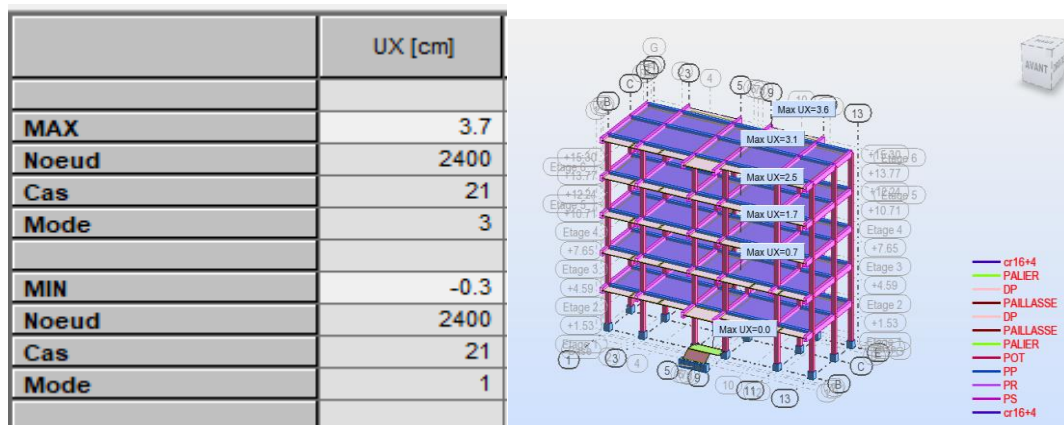
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(b) chainage (30x30)

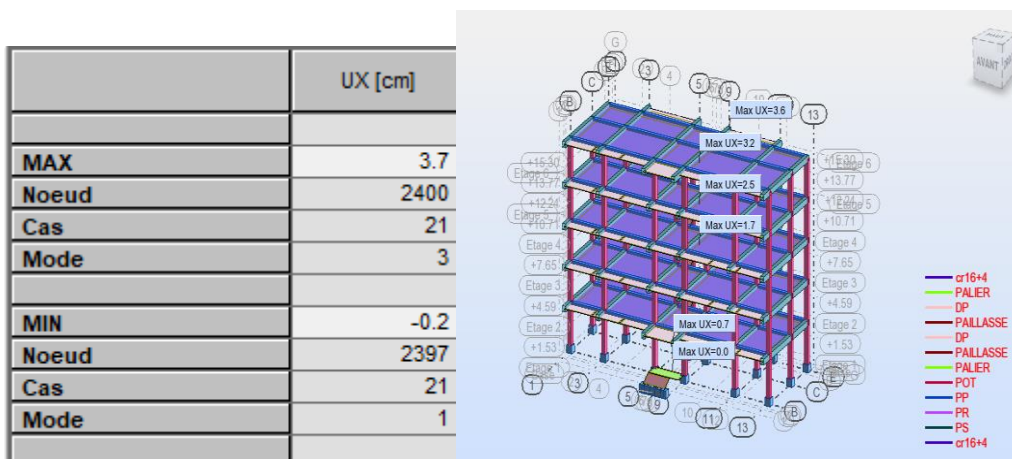


(c) chainage (30x35)



(d) chainage (30x45)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(e) chainage (35x45)

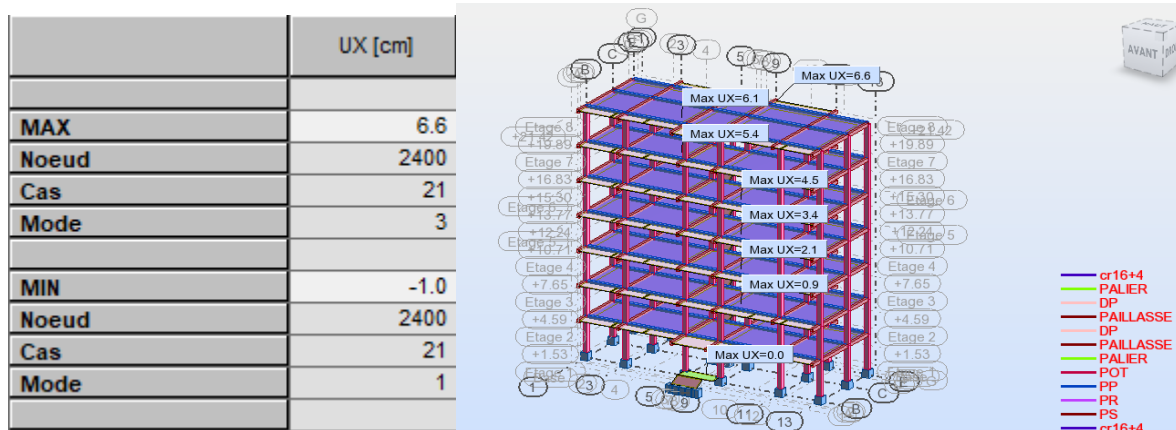
Figure VI.20 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de chainages (R+4).

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.12 : Influence de la variation de la section des chainages sur la largeur du joint sismique (R+4).

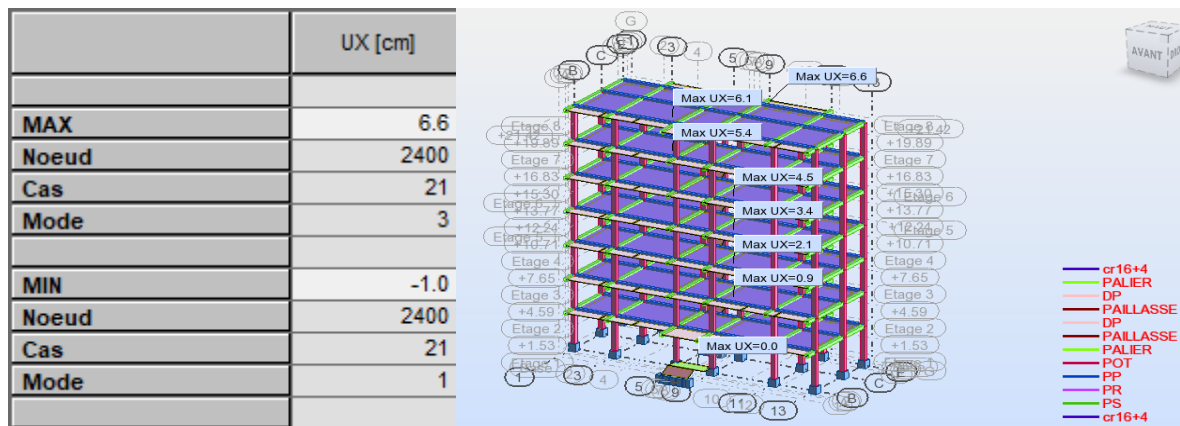
Section du chainage	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
chainage (25x30)	3.7	16.55
chainage (30x30)	3.8	16.4
chainage (30x35)	3.8	16.9
chainage (30x45)	3.7	15.5
chainage (35x45)	3.7	15.15

2.Pour R+6 :

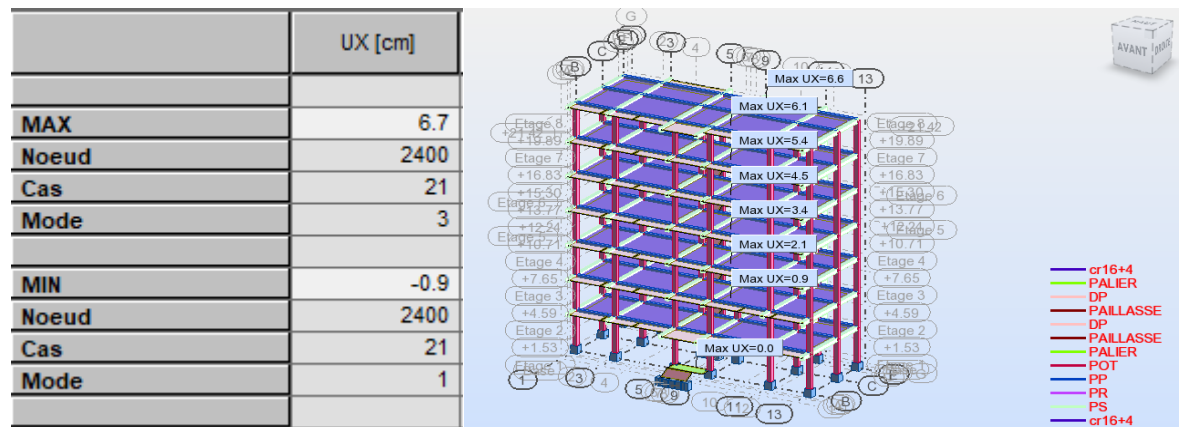


(a) chainage (25x30)

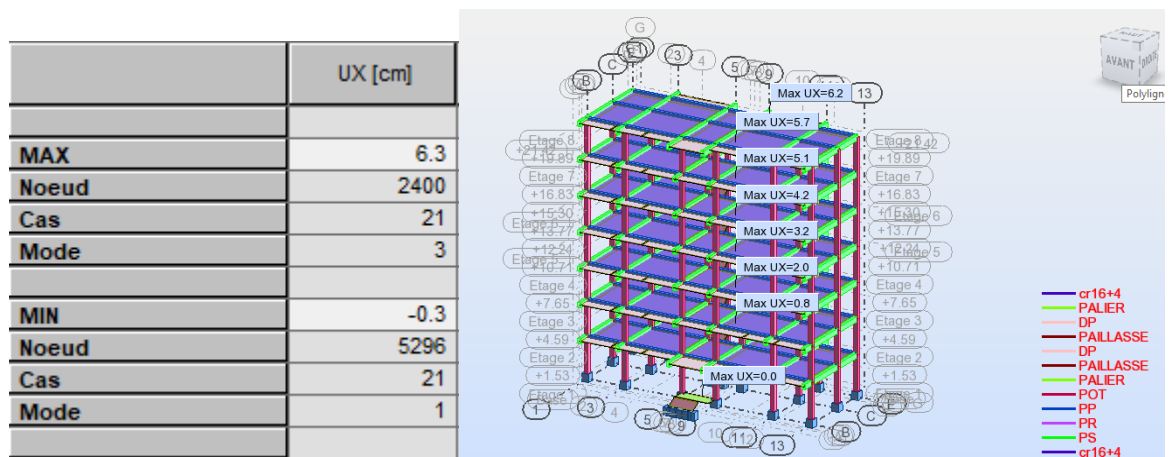
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(b) chainage (30x30)

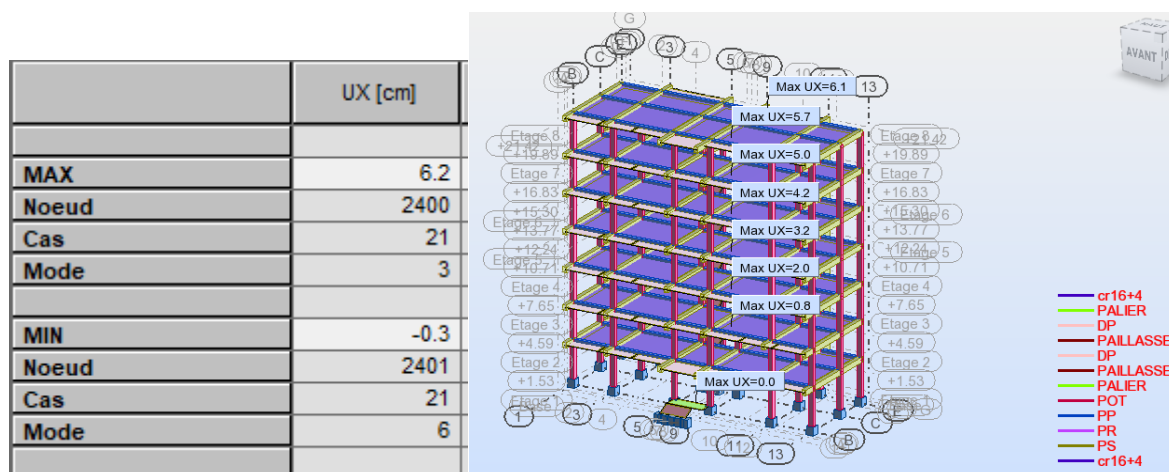


(c) chainage (30x35)



(d) chainage (30x45)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(e) chainage (35x45)

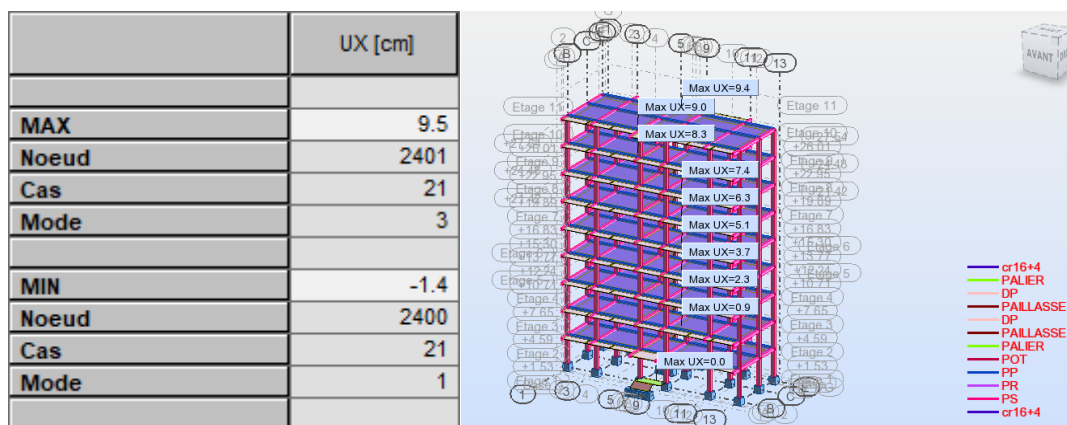
Figure VI.21 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de chainages (R+6).

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas est résumée dans le tableau ci –dessous

Tableau VI.13 : Influence de la variation de la section des chainages sur la largeur du joint sismique (R+6).

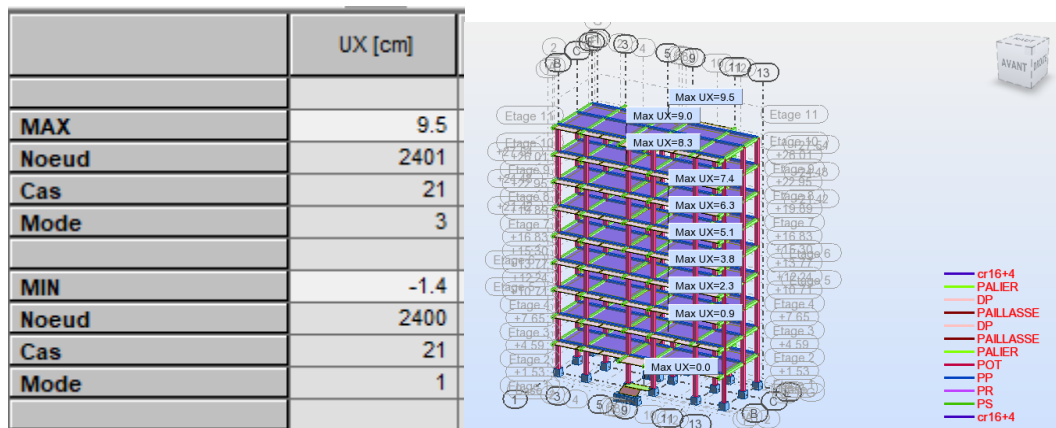
Section du chainage	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
chainage (25x30)	6.6	28.10
chainage (30x30)	6.6	28.10
chainage (30x35)	6.7	28.10
chainage (30x45)	6.2	24.25
chainage (35x45)	6.3	24.60

3. Pour R+8:

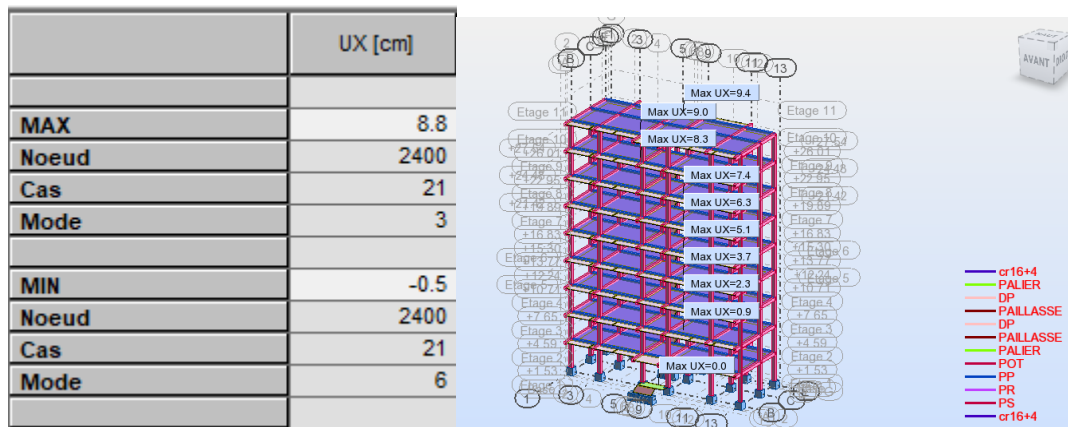


(a) chainage (25x30)

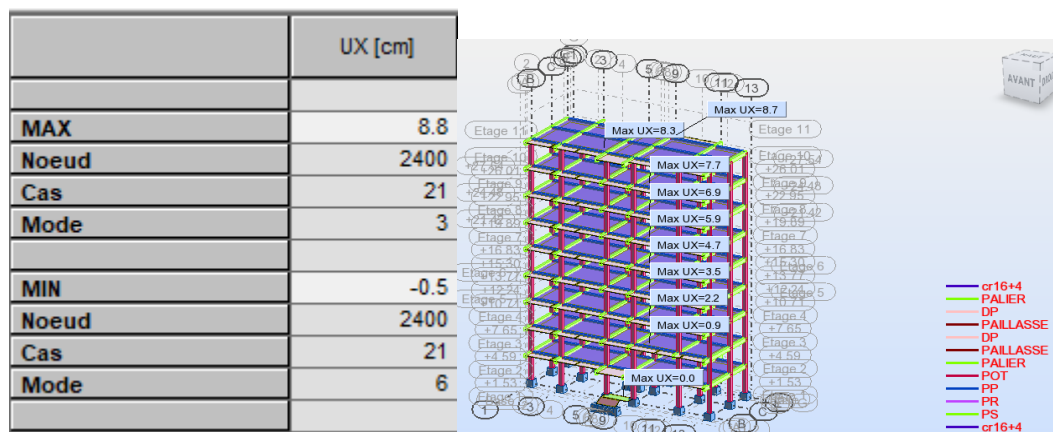
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(b) chainage (30x30)

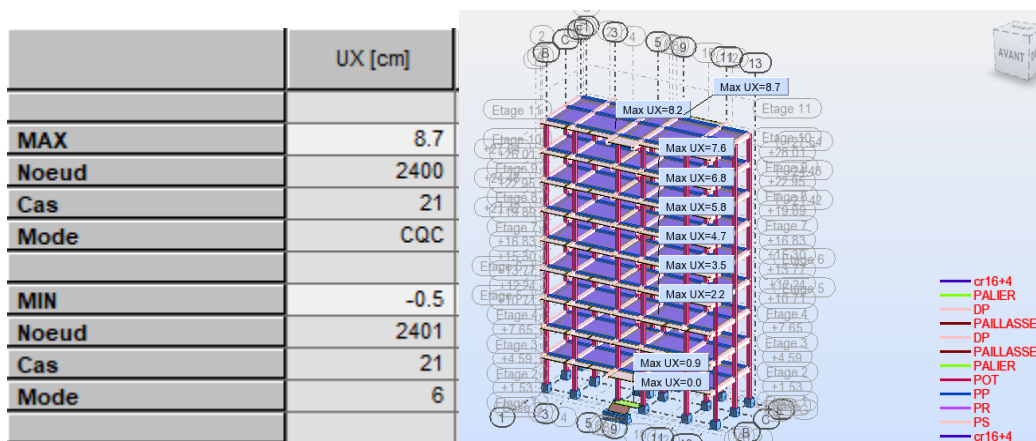


(c) chainage (30x35)



(d) chainage (30x45)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(e) chainage (35x45)

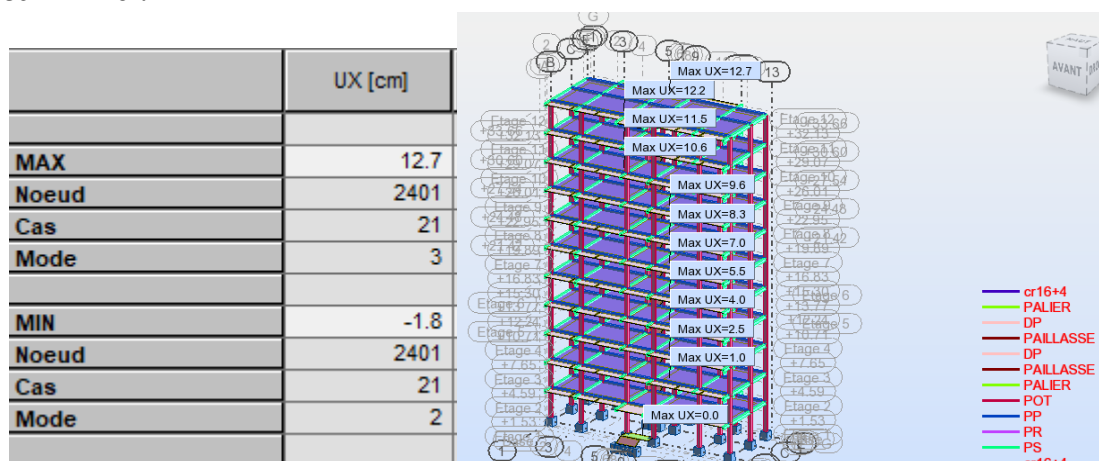
Figure VI.22: Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de chainages (R+8).

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.14 : Influence de la variation de la section des chainages sur la largeur du joint sismique (R+8).

Section du chainage	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
chainage (25x30)	9.5	39.65
chainage (30x30)	9.5	39.65
chainage (30x35)	9.6	39.65
chainage (30x45)	8.8	34.05
chainage (35x45)	8.7	33.7

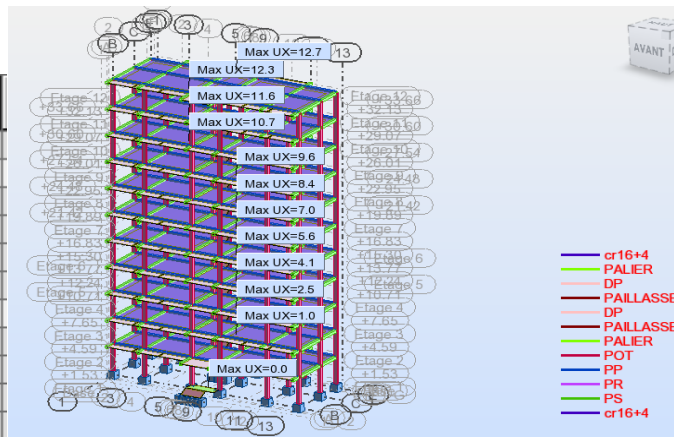
4. Pour R+10 :



(a) chainage (25x30)

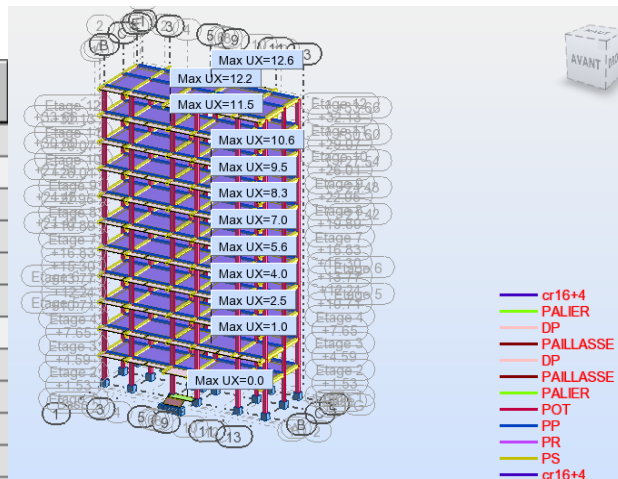
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

	UX [cm]
MAX	12.8
Noeud	2401
Cas	21
Mode	3
MIN	-1.8
Noeud	2401
Cas	21
Mode	2



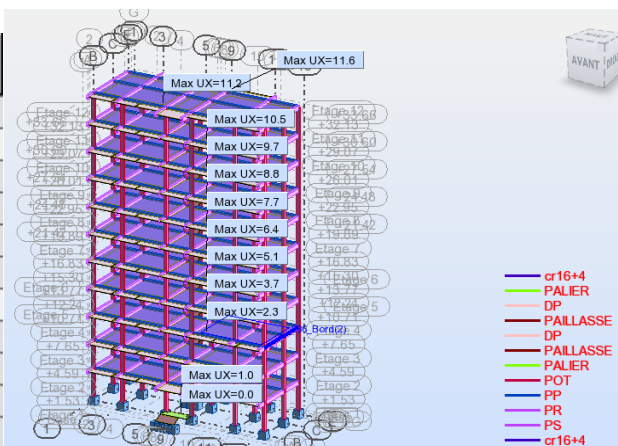
(b) chainage (30x30)

	UX [cm]
MAX	12.9
Noeud	2401
Cas	21
Mode	3
MIN	-1.7
Noeud	2401
Cas	21
Mode	2



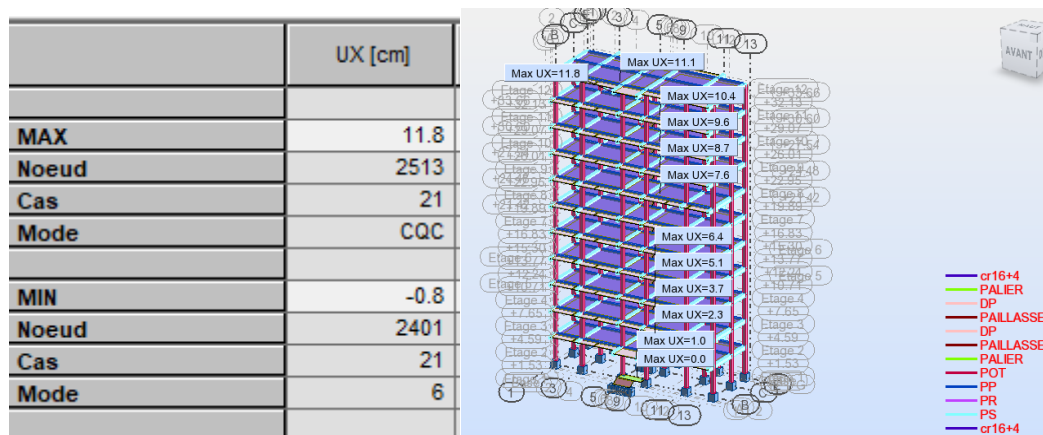
(c) chainage (30x35)

	UX [cm]
MAX	11.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-0.8
Noeud	2400
Cas	21
Mode	6



(d) chainage (30x45)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(e) chainage (35x45)

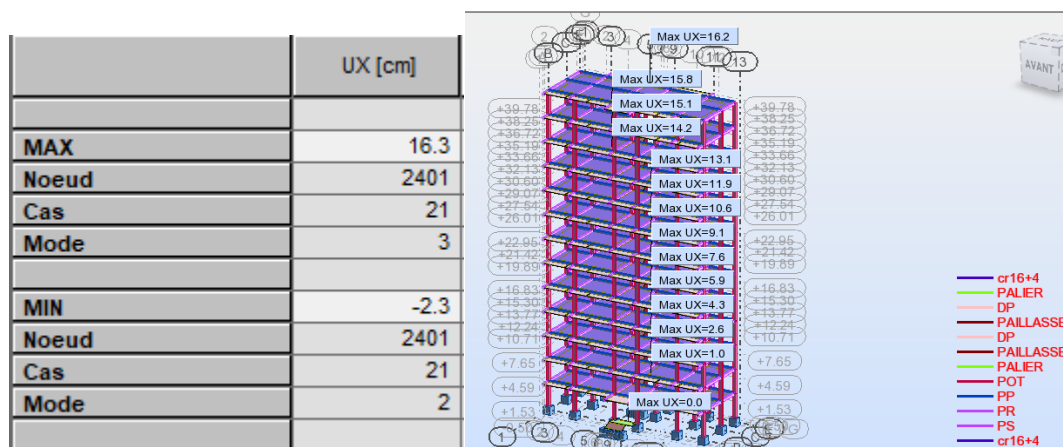
Figure VI.23 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de chainages (R+10).

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.15 : Influence de la variation de la section des chainages sur la largeur du joint sismique (R+10).

Section du chainage	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
chainage (25x30)	12.7	52.25
chainage (30x30)	12.8	52.6
chainage (30x35)	12.9	52.6
chainage (30x45)	11.6	44.9
chainage (35x45)	11.8	45.6

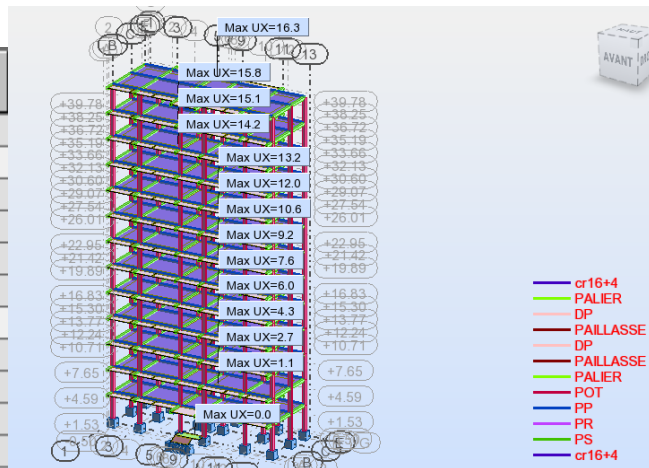
5. Pour R+12 :



(a) chainage (25x30)

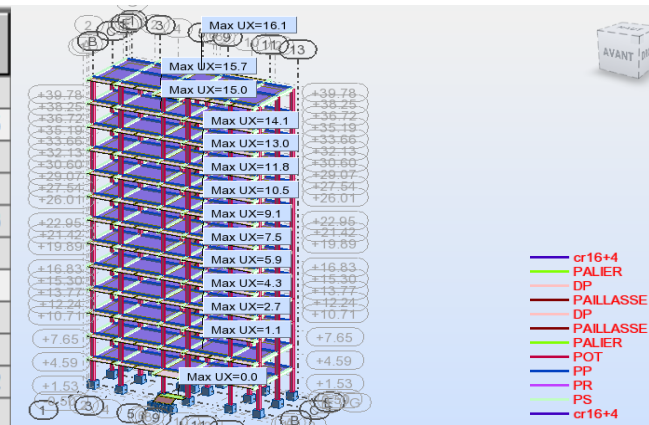
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

	UX [cm]
MAX	16.4
Noeud	2401
Cas	21
Mode	3
MIN	-2.3
Noeud	2401
Cas	21
Mode	2



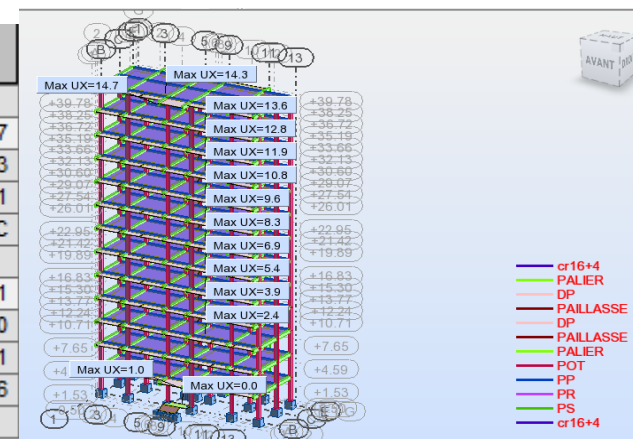
(b) chainage (30x30)

	UX [cm]
MAX	16.5
Noeud	2401
Cas	21
Mode	3
MIN	-2.1
Noeud	2401
Cas	21
Mode	2



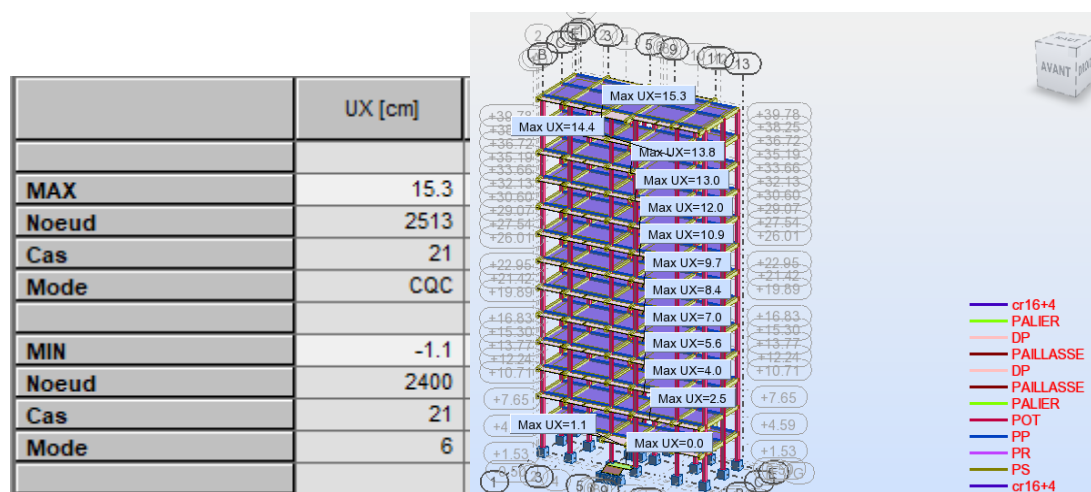
(c) chainage (30x35)

	UX [cm]
MAX	14.7
Noeud	2513
Cas	21
Mode	CQC
MIN	-1.1
Noeud	2400
Cas	21
Mode	6



(d) chainage (30x45)

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(e) chainage (35x45)

Figure VI.24 : Déplacement maximal U_x pour 5 sections différentes de chainages (R+12).

La largeur du joint sismique pour ces cinq cas est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.16: Influence de la variation de la section des chainages sur la largeur du joint sismique (R+12).

Section du chainage	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
chainage (25x30)	16.3	66.6
chainage (30x30)	16.4	66.95
chainage (30x35)	16.5	66.6
chainage (30x45)	14.7	56.8
chainage (35x45)	15.3	58.9

Courbe récapitulatif de l'influence des sections de poutres chainages

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

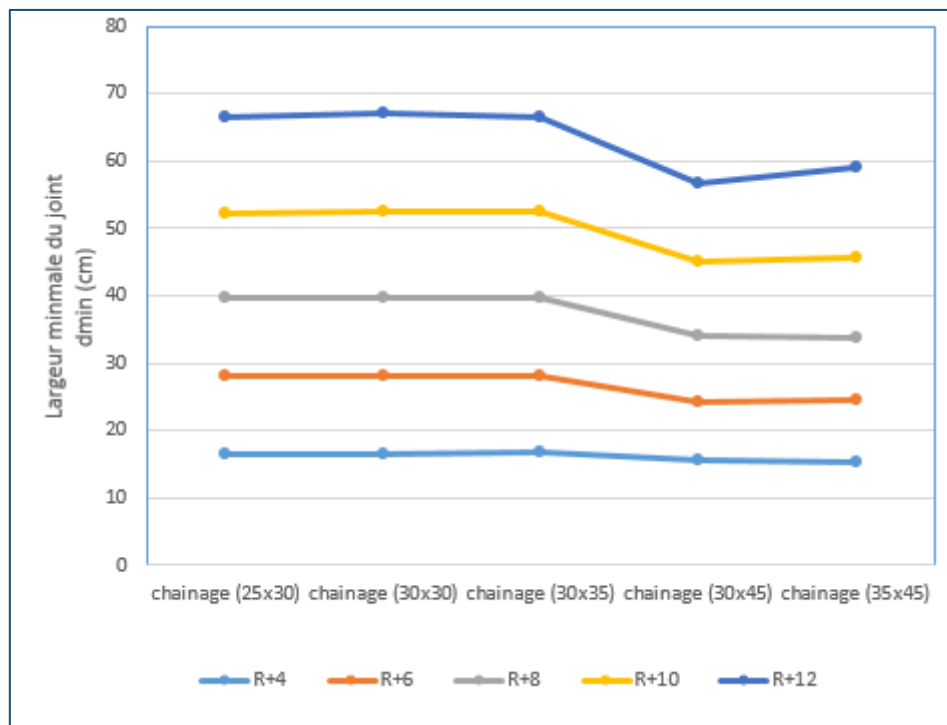


Figure VI.25 : Courbe récapitulatif de l'influence des sections de poutres chainages.

On ce qui concerne l'influence de la variation des sections de poutres de chaînage, et sur la base de l'ensemble des résultats obtenus, un constat indique la même allure observé pour les poutres principales en termes de déplacements horizontaux dans la direction X (U_x), engendrés par la composante horizontale de la force sismique dans la direction X et la largeur du joint sismique, mais les valeurs sont légèrement proche.

Pour une structure de R+12, l'augmentation des dimensions de la section du chaînage (25x30) à (35x45), la largeur du joint a subit une diminution de l'ordre 11.56%.

VI.I.5. Influence des paramètres sismiques sur la largeur du joint sismique

D'autres part, Nous avons introduit des variations dans les paramètres sismiques, notamment le groupe d'usage, la zone sismique et le site.

a. Groupe d'usage :

Le groupe d'usage fait référence à la classification fonctionnelle d'un bâtiment en fonction de son utilisation prévue, Il est donc essentiel de se référer aux normes et aux réglementations en vigueur pour évaluer l'influence du groupe d'usage sur les

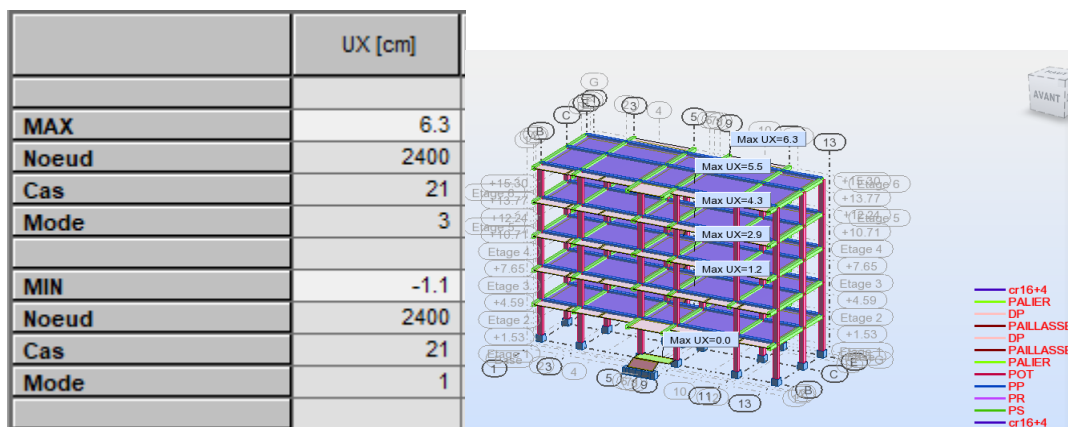
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

déplacements sismiques et pour concevoir des structures résistantes aux séismes de manière appropriée.

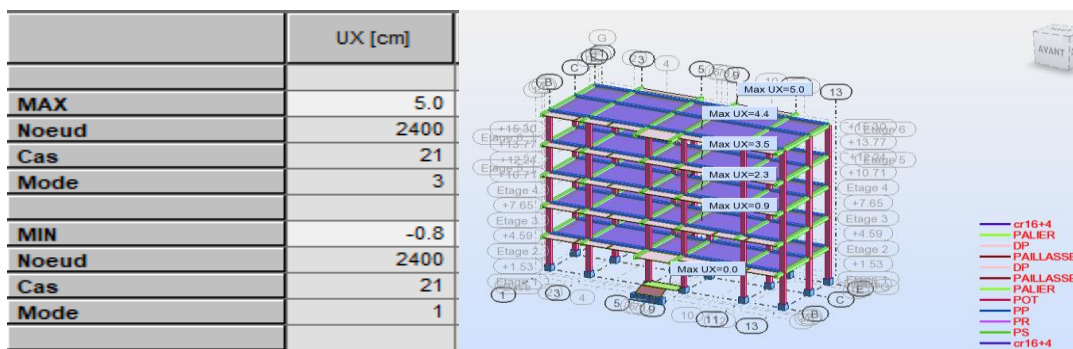
Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes règles doit être classé dans L'un des quatre (04) groupes définis ci-après :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Une modification du groupe d'usage de notre structure a été réalisée et nous avons comparé les résultats dans les quatre cas possibles en termes de déplacement horizontal et de largeur du joint sismique seulement pour une structure R+4. Les résultats des déplacements horizontaux pour les quatre cas d'étude de groupes d'usage sont présentés dans la figure VI.23.

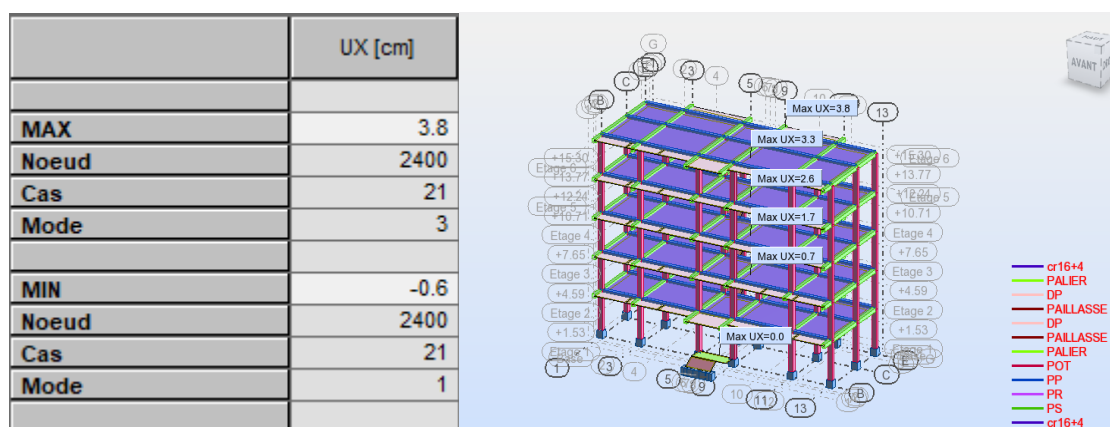


Groupe 1A

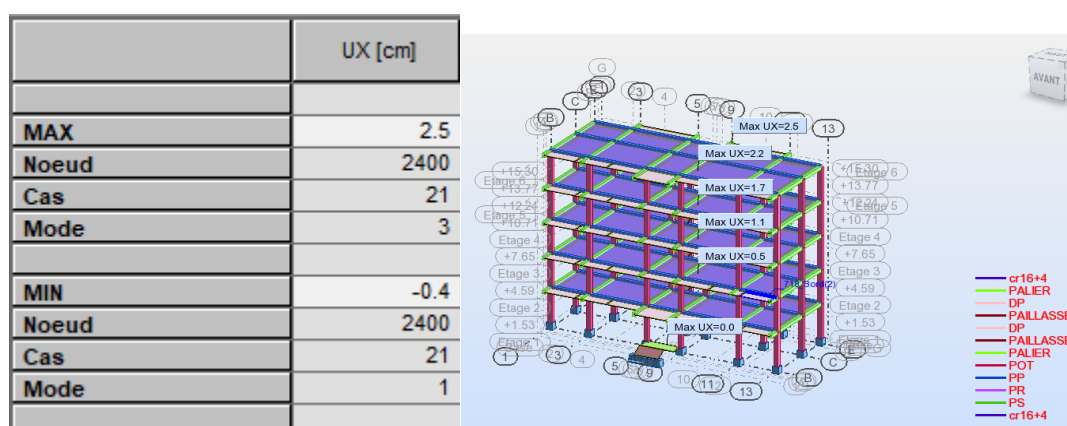


Groupe 1B

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



Groupe 2



Groupe 3

Figure VI.26: Déplacement maximal U_x pour les quatre cas de groupes d'usage (R+4).

Le tableau et le graphe suivants présentent une synthèse des largeurs du joint sismique pour ces quatre modèles :

Tableau VI.17: Influence de groupe d'usage sur la largeur du joint sismique (R+4).

Groupe d'usage	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Groupe 1A	6.3	27.4
Groupe 1B	5	21.8
Groupe 2	3.8	16.9
Groupe 3	2.5	11.95

Graphique récapitulatif de l'influence des Groupe d'usage

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

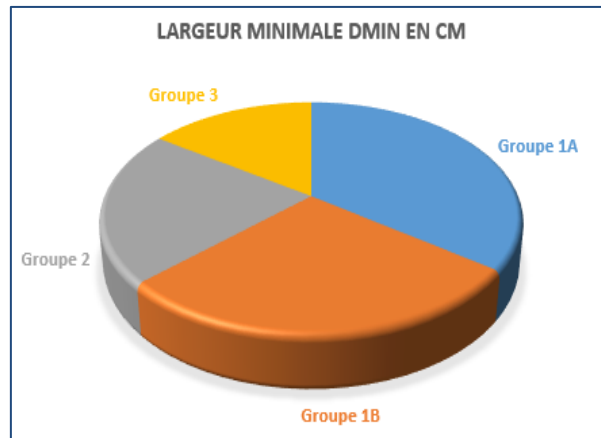


Figure VI.27: Graphique récapitulatif de l'influence des Groupes d'usage

En analysant les résultats de chaque variante, on remarque que les variantes groupe 3 subit une perte de la largeur de joint sismique en comparant avec les autres groupes ; la valeur de la largeur du joint sismique enregistré pour le groupe 3 est de 11.95cm, et pour un groupe d'usage de grande importance Groupe 1A soit 27,4cm soit une différence de 129%). Cela confirme l'importance de l'ouvrage influence fortement la largeur du joint sismique.

L'importance de l'ouvrage joue un rôle crucial. Plus l'ouvrage est important, c'est-à-dire qu'il a une fonction critique ou stratégique, plus la largeur du joint sismique peut être importante. Cela s'explique par le fait que les ouvrages importants nécessitent une plus grande capacité de déformation pour résister aux forces sismiques et maintenir leur intégrité structurelle.

b. Zone sismique

Les bases d'une conception parasismique sont de prendre en considération le zonage de l'implantation de l'ouvrage. Le zonage sismique désigne la classification des régions géographiques en fonction de leur niveau d'activité sismique.

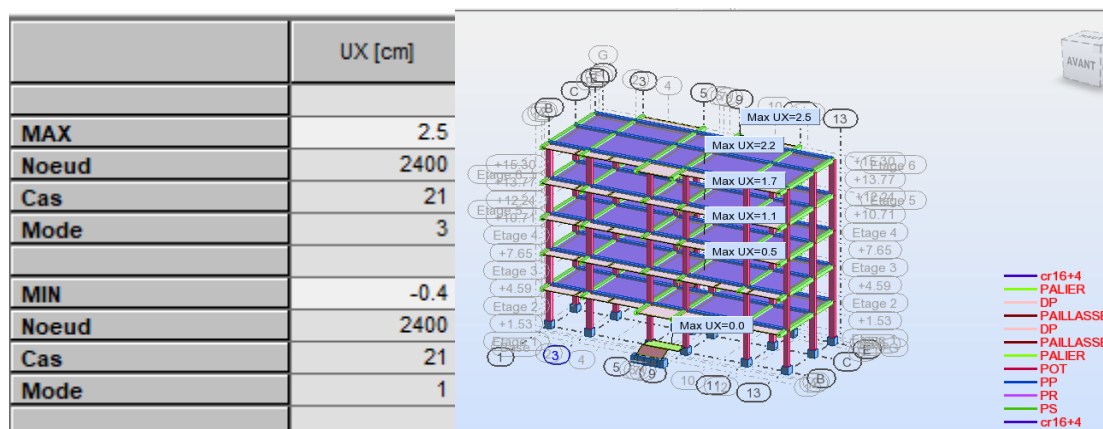
Ce zonage découpe le territoire national Algériens en 04 zones de sismicité

- Zone I : sismicité négligeable
- Zone IIa : sismicité faible
- Zone IIb : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

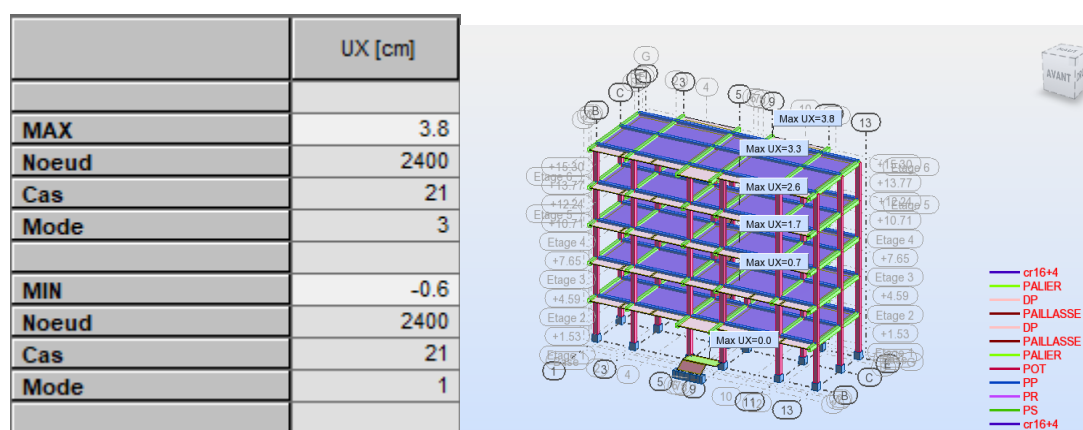
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

Pour étudier l'influence de la zone sismique sur le déplacement et la largeur du joint sismique de la structure, on compare le déplacement et la largeur du joint des 4 cas de structures, autrement dit : la structure R+4 en zone I sera comparée avec la structure R+4 en zone IIa, zone IIb et zone III.

La figure montre la variation de déplacement en fonction des quatre zones sismiques.

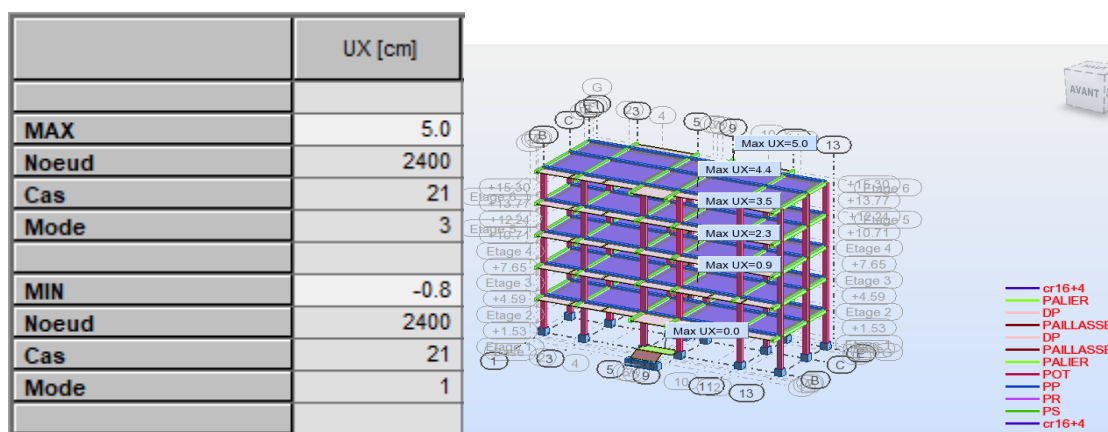


Zone I

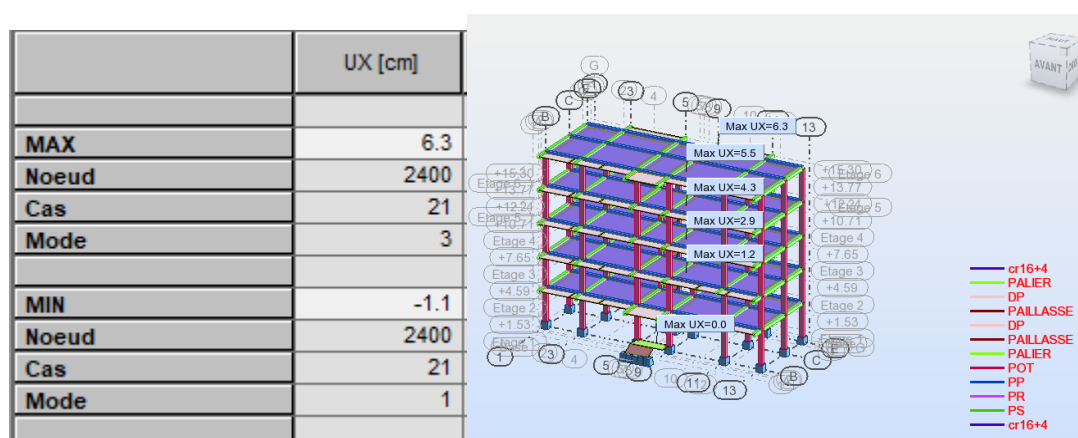


Zone IIa

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



Zone IIb



Zone III

Figure VI.28 : Déplacement maximal U_x pour les quatre cas de zone sismique R+4. Dans le tableau et le graphe suivants présentent les résultats trouvés de la largeur du joint sismique pour ces quatre zones dans la structure R+4 :

Tableau VI.18: Influence de la zone sismique sur la largeur du joint sismique R+4

Groupe Des Zone	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Zone I	2.5	11.65
Zone IIa	3.8	16.9
Zone IIb	5	21.8
Zone III	6.3	27.4

Graphique récapitulatif de l'influence de la zone sismique

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

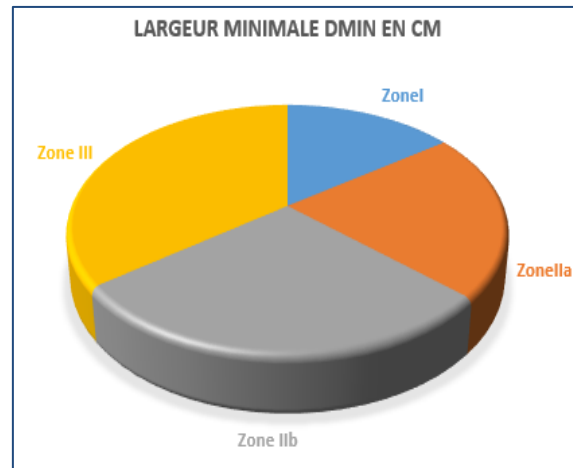


Figure VI.29 : Graphique récapitulatif de l'influence de la zone sismique

D'après le tableau on remarque que l'augmentation de la force sismique dans la zone III augmente la largeur minimale du joint sismique par rapport aux autres zones zone I, zone IIa et Zone IIb dans la structure R+4,

La comparaison de ces résultats nous montre que la largeur du joint sismique important est enregistrée dans la zone III (27.4 cm). Par contre la zone I est représenté une largeur du joint réduit minimal (11.65 cm).

Cela s'explique par le fait que les zones de haute intensité nécessitent généralement des structures plus résistantes aux séismes et capables de supporter des mouvements plus importants. La largeur du joint sismique doit donc être dimensionnée en conséquence pour permettre les déformations et les mouvements requis sans causer de dommages importants à la structure

c. Site :

Une autre considération pour l'évaluation du déplacement et la largeur du joint sismique est l'état du sol. Il est important de prendre en compte les caractéristiques du site lors de la conception et de la construction des ouvrages afin de s'assurer qu'ils peuvent résister aux contraintes et aux risques spécifiques associés à leur emplacement géographique.

L'action sismique consiste en un mouvement du sol sur le site de la construction. Ce mouvement est largement influencé par la nature du sol à l'échelle de quelques

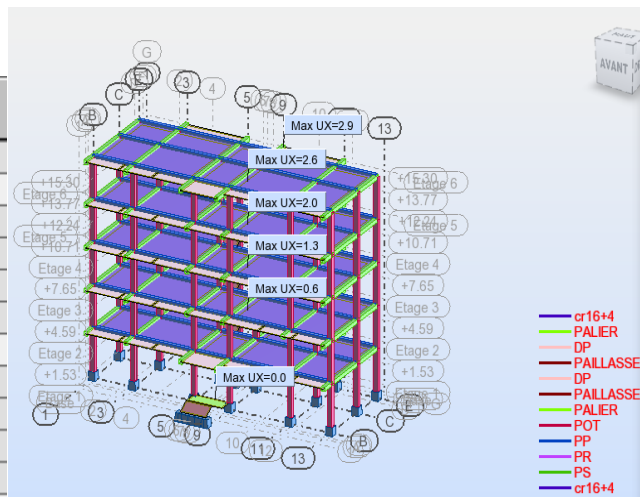
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

hectomètres ou kilomètres et des couches de sol situées sous la construction. Afin de rendre compte de cette influence d'une façon simple, les sols sont classés en 4 catégories :

- Catégorie S1 (site rocheux)
- Catégorie S2 (site ferme)
- Catégorie S3 (site meuble)
- Catégorie S4 (site très meuble)

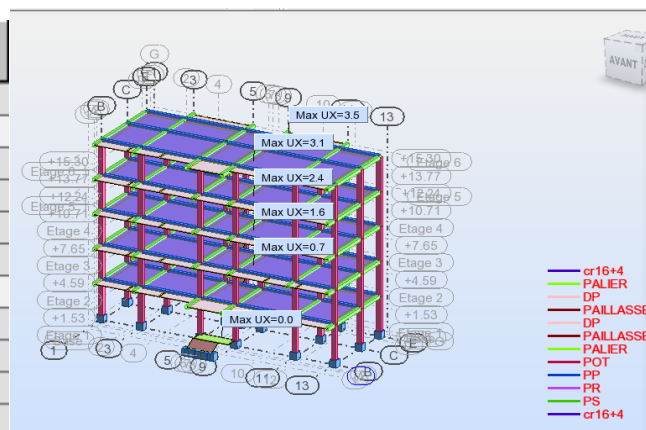
Dans ce qui suit, on montre les valeurs trouvées de déplacement sous formes de figure pour les différentes catégories de sites.

	UX [cm]
MAX	2.9
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-0.5
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1



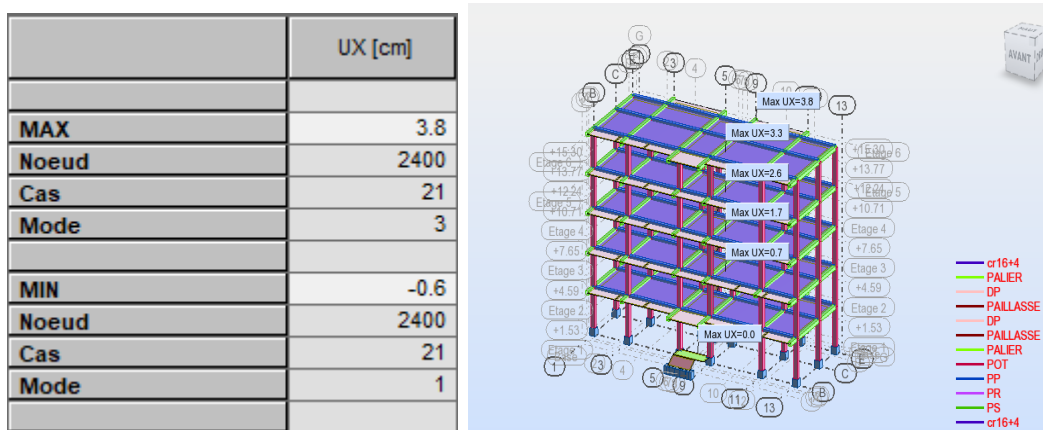
Site 1

	UX [cm]
MAX	3.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-0.5
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1

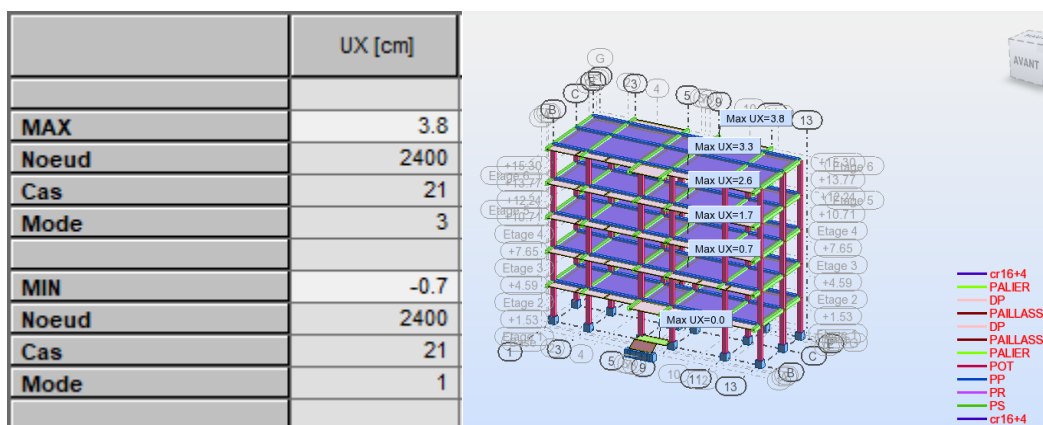


Site 2

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



Site 3



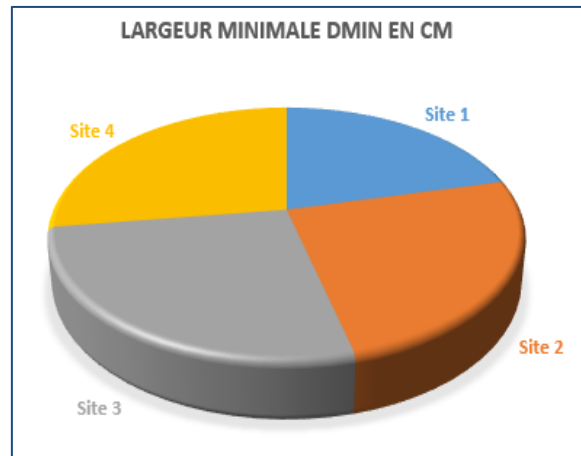
Site 4

Figure VI.30 : Déplacement maximal U_x pour les quatre cas de site R+4.
La largeur du joint sismique pour ces quatre modèles est résumée dans le tableau et le graphe ci-dessous :

Tableau VI.19 : Influence de site sur la largeur du joint sismique R+4

Groupe des sites	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Site 1	2.9	13.4
Site 2	3.6	15.85
Site 3	3.8	16.9
Site 4	3.8	17.25

Graphe récapitulatif de l'influence des catégories de site



FigureVI.31 : Graphique récapitulatif de l'influence des catégories de site

Il est clairement observé que la catégorie de site a une influence légèrement importante sur les déplacements et la largeur du joint sismique. Les déplacements et la largeur du joint sismique sont moins importants dans les sites rocheux, tandis qu'ils sont plus importants dans les sites très meubles de la catégorie S4. Soit une différence de 28.73% pour le joint sismique.

Chaque site présente des caractéristiques différentes des autres sites en fonction de sa formation géologique et de sa vitesse d'onde de cisaillement (VS), ce qui entraîne une augmentation du déplacement et de la largeur de chaque structure de site 1 à site 2, 3,4.

Les sites rocheux offrent une meilleure rigidité et une plus grande stabilité, ce qui permet de limiter les déformations et les déplacements lors d'un séisme. En conséquence, la largeur du joint sismique peut être réduite dans les sites rocheux, car les mouvements sismiques sont mieux absorbés et dissipés par le sol.

Partie II: Le cas d'une structure avec contreventement par voile et portique

Parmi les facteurs soumis à la comparaison est le système de contreventement. La réponse sismique d'une structure en béton armé dépend entre autre des types de contreventement. Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception.

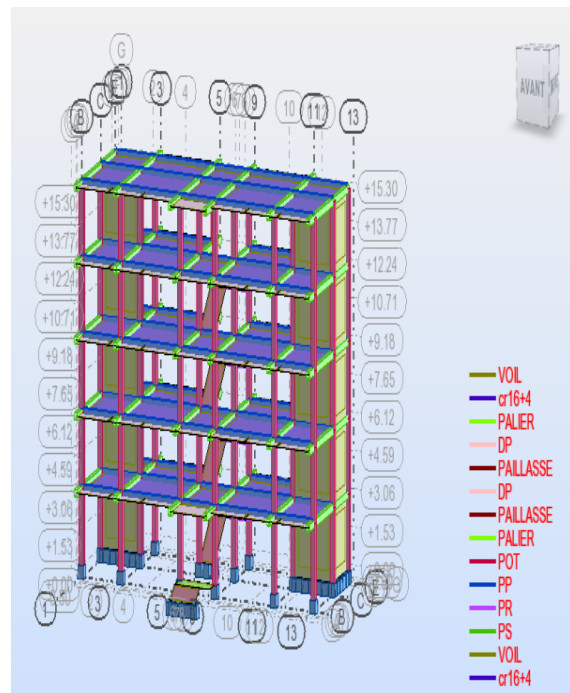
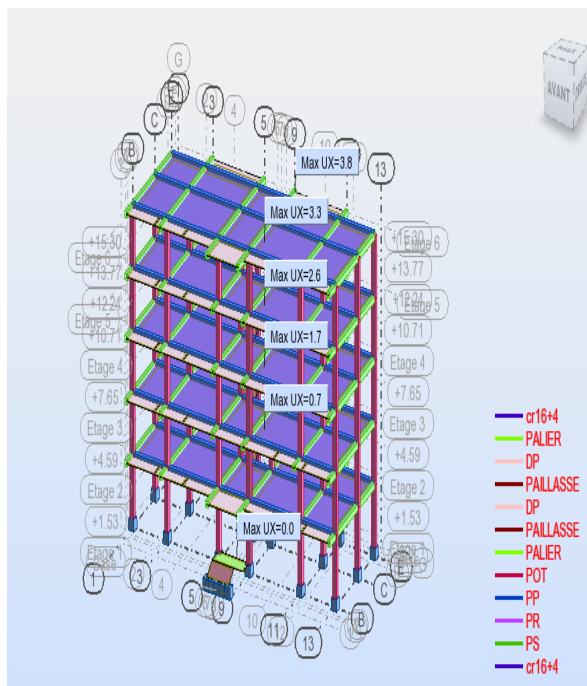
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

C'est un aspect essentiel dans la conception d'un ouvrage. C'est l'ensemble des dispositions permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations.

Dans cette partie on va faire une comparaison entre une structure avec contreventé par un portique auto stable (poutres-poteaux) et la même structure mais avec un contreventement mixte (portique-voile) pour différents niveaux (R+4, R+6, R+8, R+10 et R+12 respectivement).

Nous avons présenté dans les figures qui suivent les résultats de la modélisation qui est consacré à la détermination du déplacement de la structure U_x selon la direction X et par la suite la détermination du joint sismique selon la formule donnée par le règlement parasismique Algérien (RPA 2003)

1. Pour R+4 :



Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

	UX [cm]
MAX	3.8
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-0.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1

(a) Contreventement par portiques

	UX [cm]
MAX	1.1
Noeud	2400
Cas	21
Mode	CQC
MIN	-0.0
Noeud	2400
Cas	21
Mode	5

(b) Contreventement mixte (portiques- voiles)

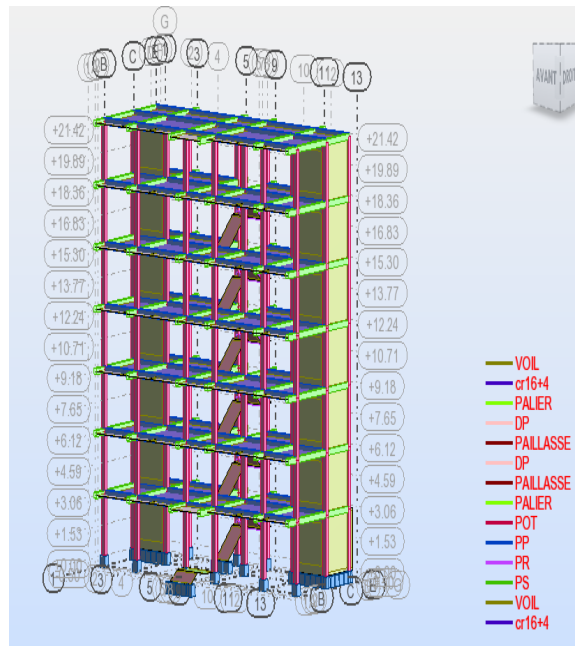
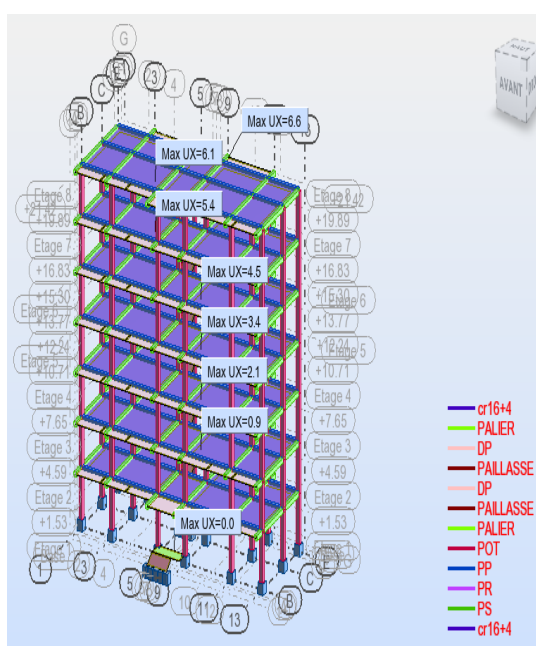
Figure VI.32: Modèle de la structure R+4

Les différentes valeurs de la largeur du joint sismique correspondant aux différents cas considérés et pour une structure R+4 sont illustrées dans le tableau.

Tableau VI.20 : Influence de différent système de contreventement sur la largeur du joint sismique R+4.

Système de contreventement	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Contreventement par portiques	3.8	16.9
Contreventement mixte	1.1	7

2. Pour R+6:



Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

	UX [cm]
MAX	6.6
Noeud	2400
Cas	21
Mode	3
MIN	-1.0
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1

(a) Contreventement par portique

	UX [cm]
MAX	3.0
Noeud	2401
Cas	21
Mode	CQC
MIN	-0.1
Noeud	2401
Cas	21
Mode	5

(b) Contreventement mixte (portiques- voiles)

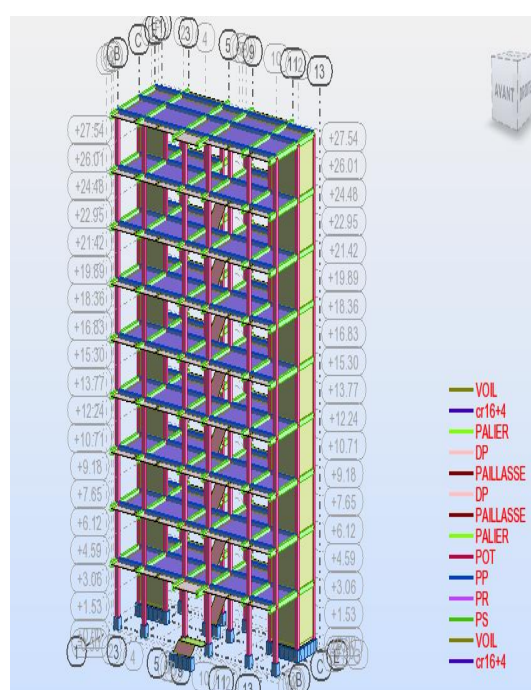
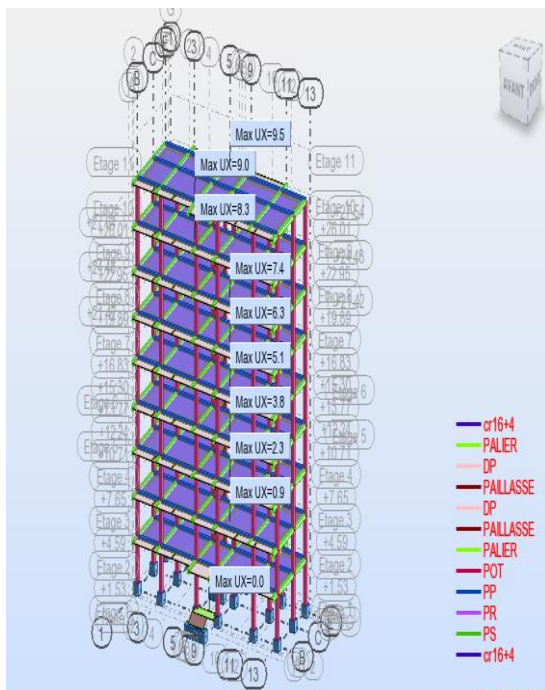
Figure VI.33: Modèle de la structure R+6

Les différentes valeurs de la largeur du joint sismique correspondant aux différents cas considérés et pour une structure R+6 sont illustrées dans le tableau

Tableau VI.21 : Influence de différent système de contreventement sur la largeur du joint sismique R+6.

Système de contreventement	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Contreventement par portiques	6.6	28.1
Contreventement mixte	3	17

3.Pour R+8 :



Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

	UX [cm]
MAX	9.5
Noeud	2401
Cas	21
Mode	3
MIN	-1.4
Noeud	2400
Cas	21
Mode	1

(a) Contreventement par portique

	UX [cm]
MAX	5.5
Noeud	2400
Cas	21
Mode	CQC
MIN	-0.2
Noeud	2400
Cas	21
Mode	5

(b) Contreventement mixte (portiques- voiles)

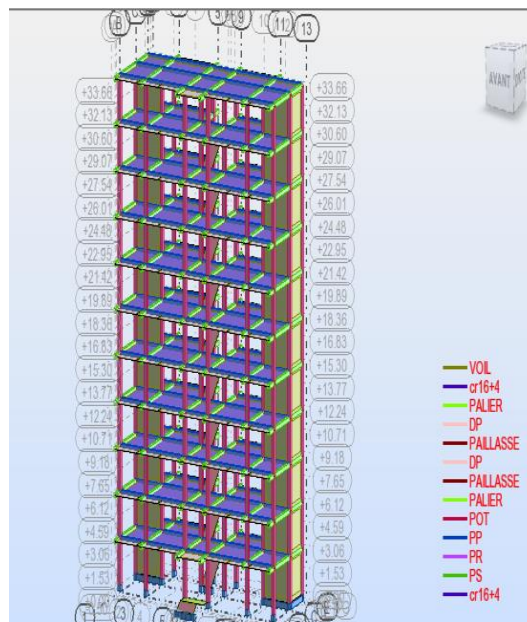
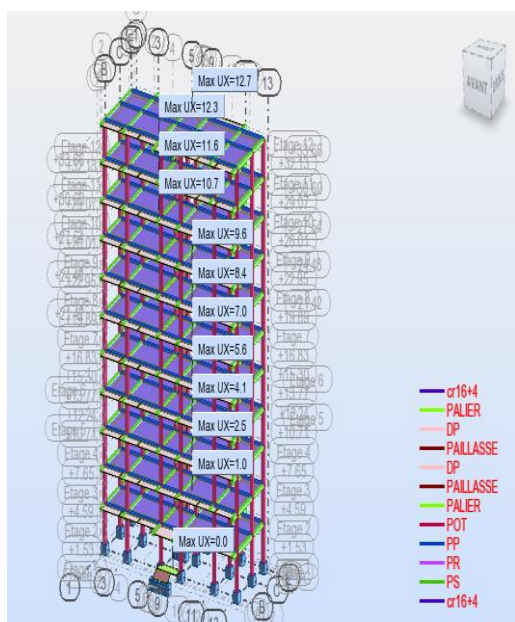
Figure VI.34 : Modèle de la structure R+8

Les différentes valeurs de la largeur du joint sismique correspondant aux différents cas considérés et pour une structure R+8 sont illustrées dans le tableau

Tableau VI.22 : Influence de différent système de contreventement sur la largeur du joint sismique R+8.

Système de contreventement	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Contreventement par portiques	9.5	39.65
Contreventement mixte	5.5	30

4. Pour R+10:



Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

	UX [cm]		UX [cm]
MAX	12.8	MAX	7.7
Noeud	2401	Noeud	2400
Cas	21	Cas	21
Mode	3	Mode	CQC
MIN	-1.8	MIN	-0.3
Noeud	2401	Noeud	2400
Cas	21	Cas	21
Mode	2	Mode	5

(a) Contreventement par portique

(b) Contreventement mixte (portiques- voiles)

Figure VI.35 : Modèle de la structure R+10

Les différentes valeurs de la largeur du joint sismique correspondant aux différents cas considérés et pour une structure R+10 sont illustrées dans le tableau :

Tableau VI.23 : Influence de différent système de contreventement sur la largeur du joint sismique R+10.

Système de contreventement	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Contreventement par portiques	12.8	52.6
Contreventement mixte	7.7	41.5

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

5. Pour R+12 :

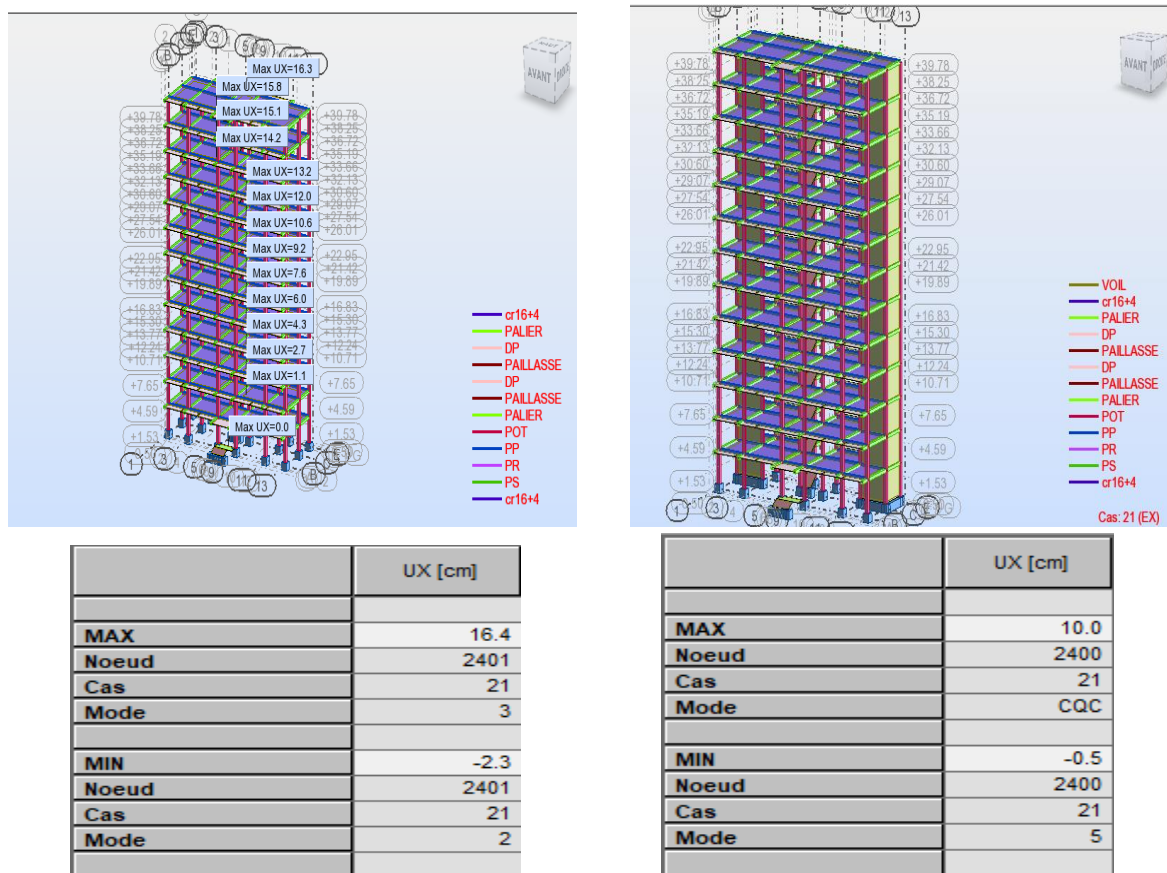


Figure VI.36 : Modèle de la structure R+12

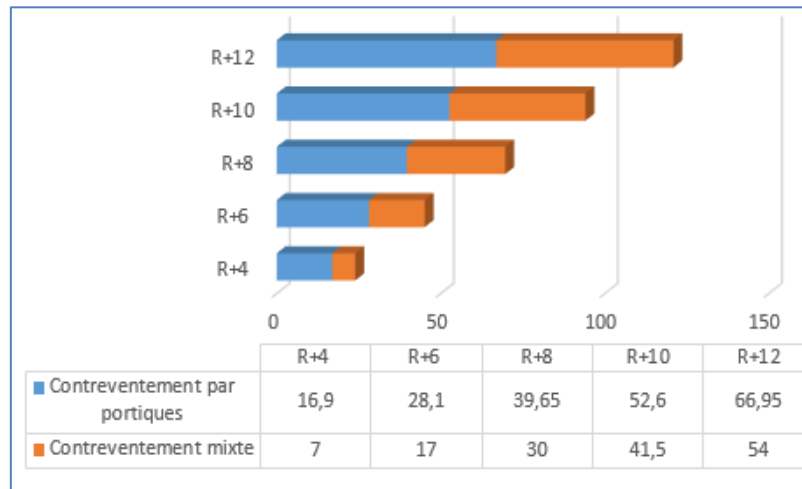
Les différentes valeurs de la largeur du joint sismique correspondant aux différents cas considérés et pour une structure R+12 sont illustrées dans le tableau

Tableau VI.24 : Influence de différent système de contreventement sur la largeur du joint sismique R+12.

Système de contreventement	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Contreventement par portiques	16.4	66.95
Contreventement mixte	10	54

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

Histogramme récapitulatif de l'influence des différents systèmes de contreventement



FigureVI.37 : Histogramme récapitulatif de l'influence des différents systèmes de contreventement

D'après les résultats du tableau ci-dessus, il est évident que l'utilisation des voiles dans le système de contreventement a un impact.

La structure en portiques est caractérisée par des déplacements importants, ce qui lui confère une certaine souplesse. La structure en voiles est caractérisée par des faibles déplacements et une largeur de joint sismique minimale réduite, ce qui évite généralement les dégâts des éléments non structuraux, et cela est valable pour différents niveaux de la structure (R+4, R+6, R+8, R+10 et R+12).

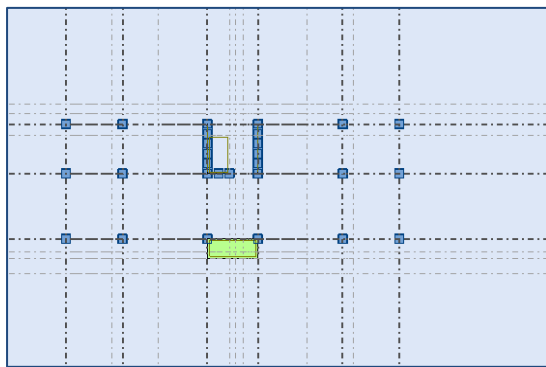
Par exemple la valeur de la largeur du joint sismique pour une structure R+12 égales à 66.95cm pour le système portiques et 54cm pour le système mixtes, pour une structure R+4 les valeurs de la largeur du joint sismique sont 16.9cm pour le système portiques et 7cm pour le système mixtes, soit une réduction de l'ordre 19.3% et 58.57% respectivement

La structure est généralement renforcé par des voiles pour limiter les déplacements latéraux de manière à compenser la faible ductilité et réduit par conséquent la largeur du joint sismique pour la même structure, c'est pourquoi il est parfois recommandé d'utiliser des voiles pour réduire la largeur du joint sismique.

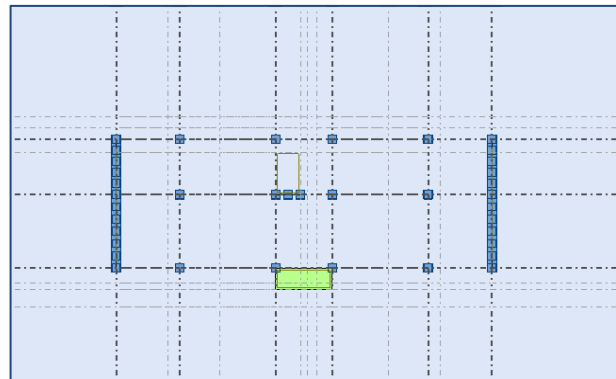
VI.II.2. Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique

La position des voiles dans une structure peut également avoir une influence sur la largeur du joint sismique. La manière dont les voiles sont disposés et leur emplacement par rapport aux zones de déformation sismique peuvent affecter la répartition des forces sismiques et, par conséquent, la largeur du joint sismique.

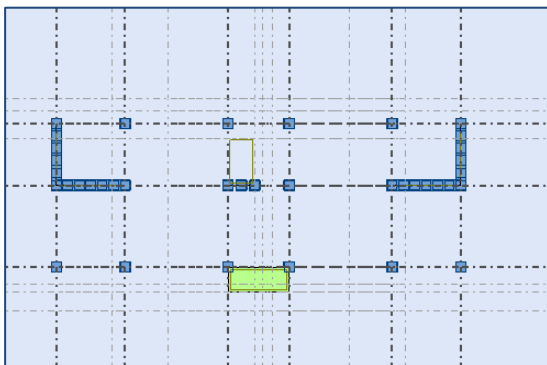
Dans cette section, nous étudions l'influence de la position des voiles dans les structures R+4, R+6, R+8, R+10 et R+12 sur la largeur du joint sismique. Plusieurs positions peuvent être effectuées mais on a limité notre choix à quatre positions. Nous présentons quatre configurations différentes de position de voiles dans la figure VI.31



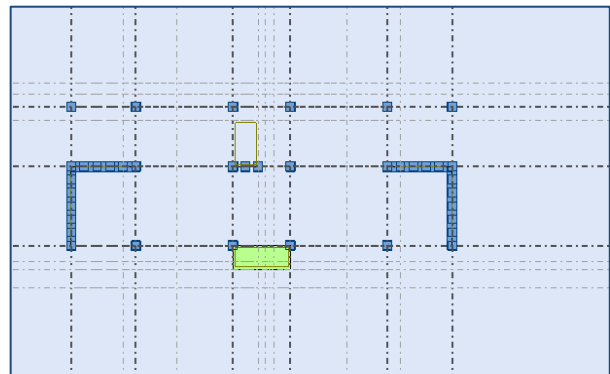
(a) Position initiale.



(b) 2^{ème} position



(c) 3^{ème} position.



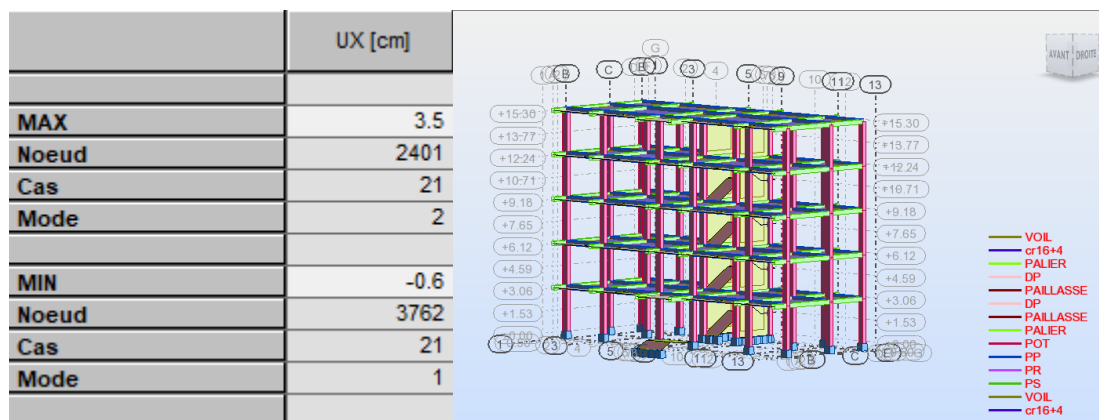
(d) 4^{ème} position.

Figure VI.38: Différentes positions des voiles de contreventement

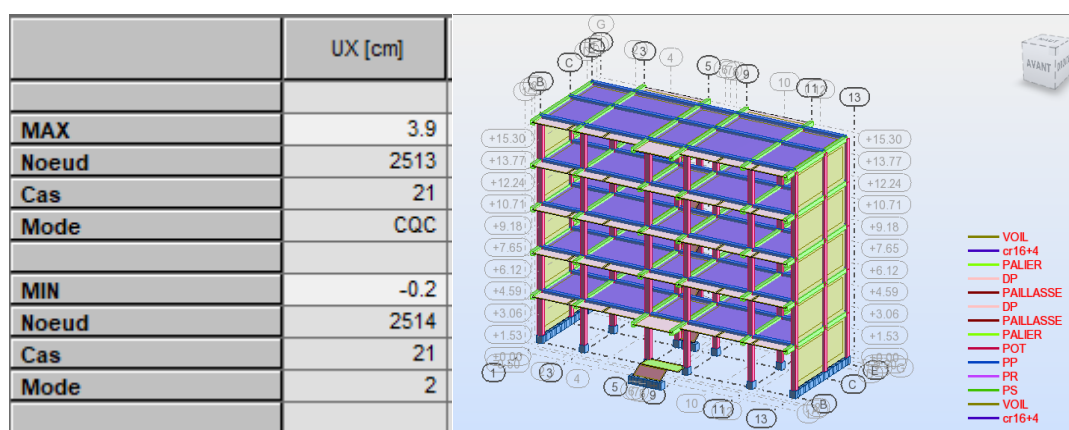
Les résultats d'études tel que le déplacement selon le sens X sont présentés dans les figures

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

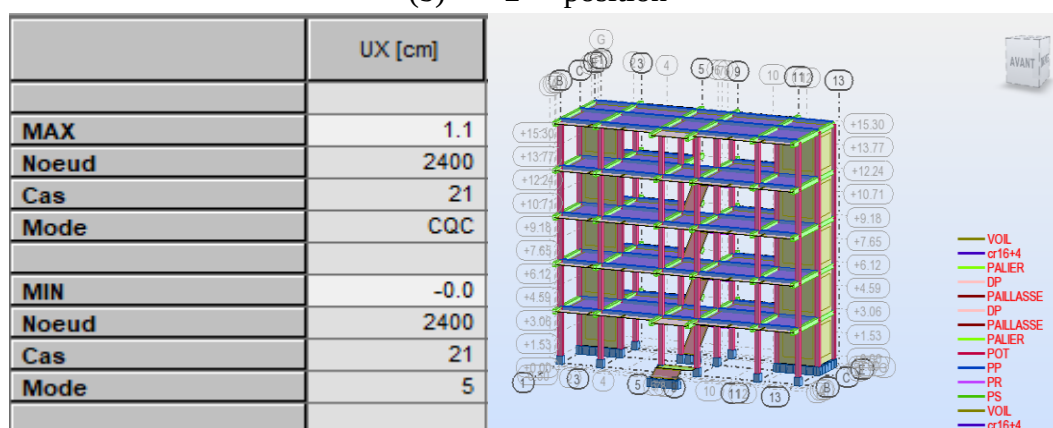
1.PourR+4:



(a) Position initiale.

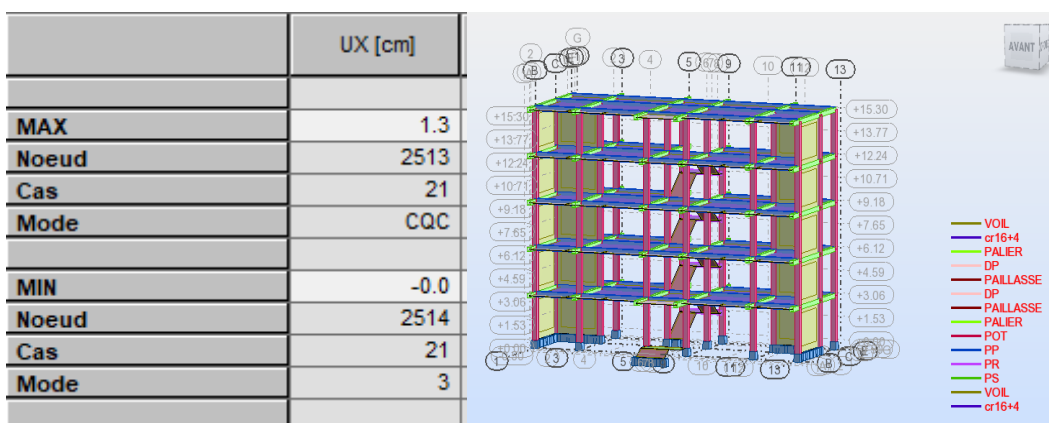


(b) 2^{ème} position



(c) 3^{ème} position.

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(d) 4^{ème} position

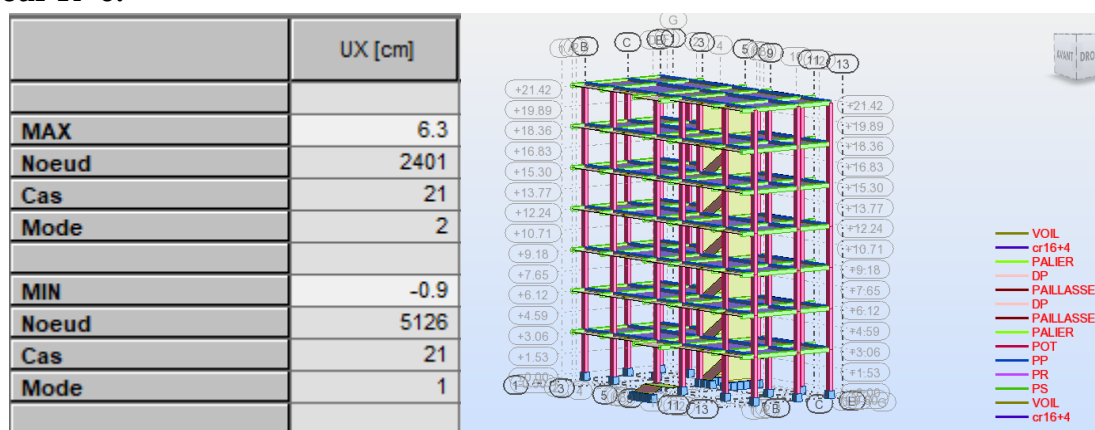
Figure VI.39 : Déplacement maximal U_x pour quatre configurations différentes de voiles R+4.

La largeur du joint sismique pour ces quatre cas est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.25 : Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique R+4.

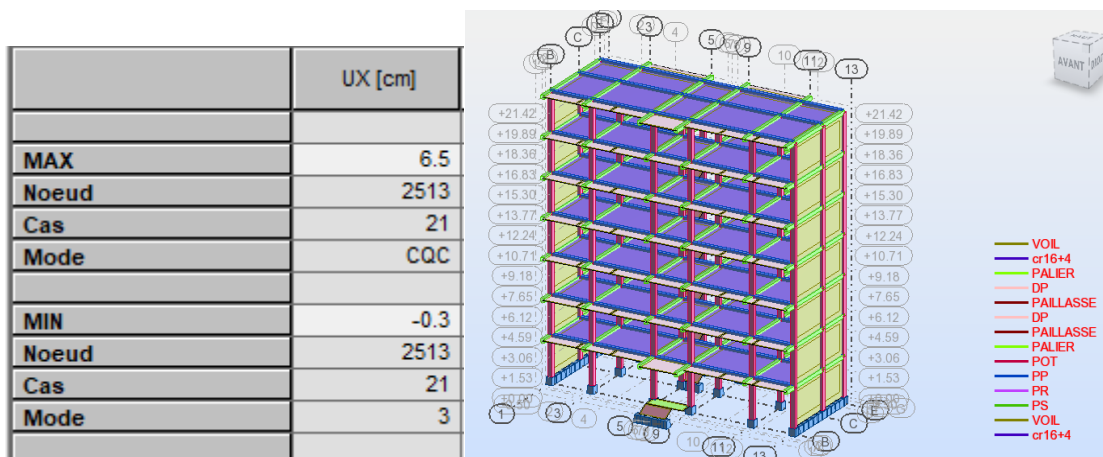
Position des voiles	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Position 1	3.5	22
Position2	3.9	22
Position3	1.1	7
Position4	1.3	8

2. Pour R+6:

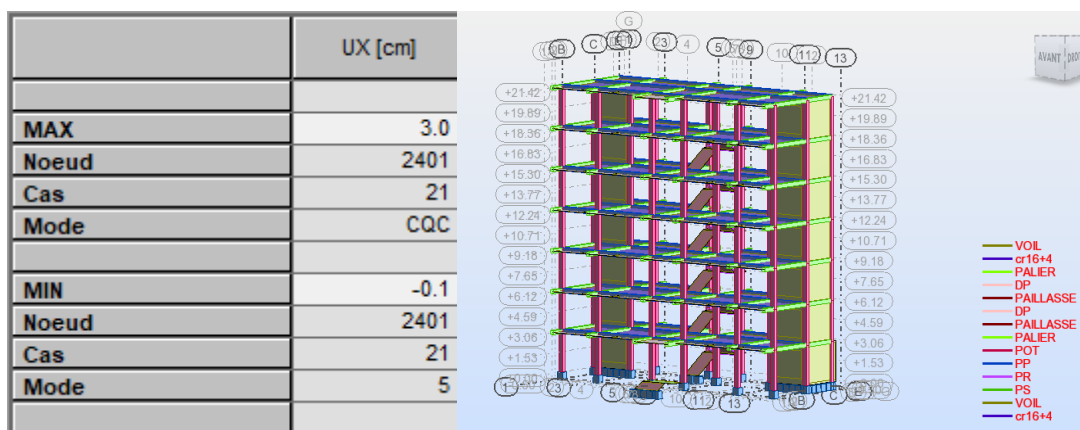


(a). Position initiale

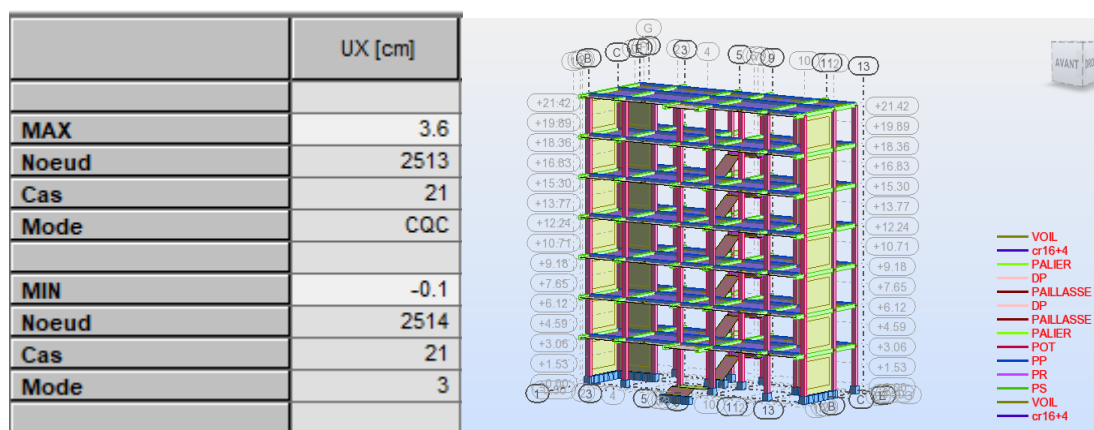
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(b). 2^{ème} position



(c). 3^{ème} position.



(d). 4^{ème} position.

Figure VI.40 : Déplacement maximal U_x pour quatre configurations différentes de voiles R+6.

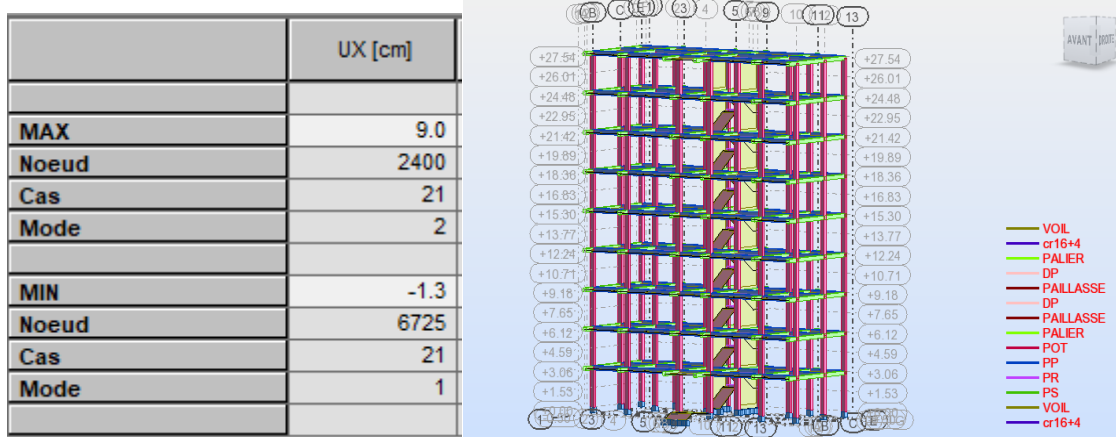
La largeur du joint sismique pour ces six cas est résumée dans le tableau ci-dessous :

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

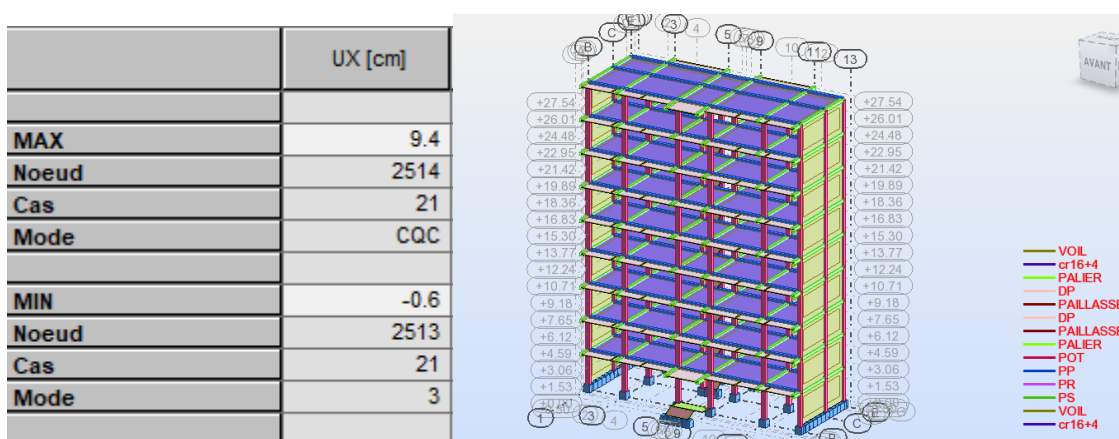
Tableau VI.26 : Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique R+6.

Position des voiles	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Position 1	6.3	37.5
Position2	6.5	35.5
Position3	3	17
Position4	3.6	20

3. Pour R+8 :

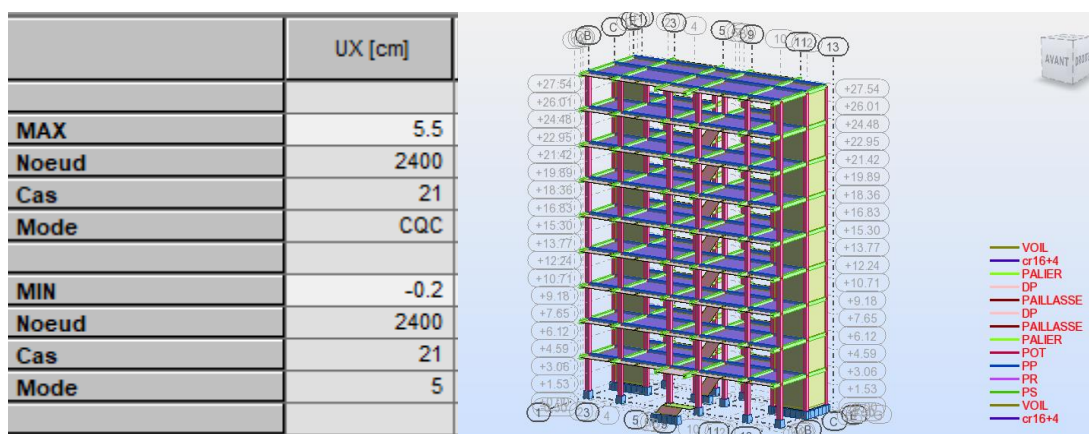


(a). Position initiale

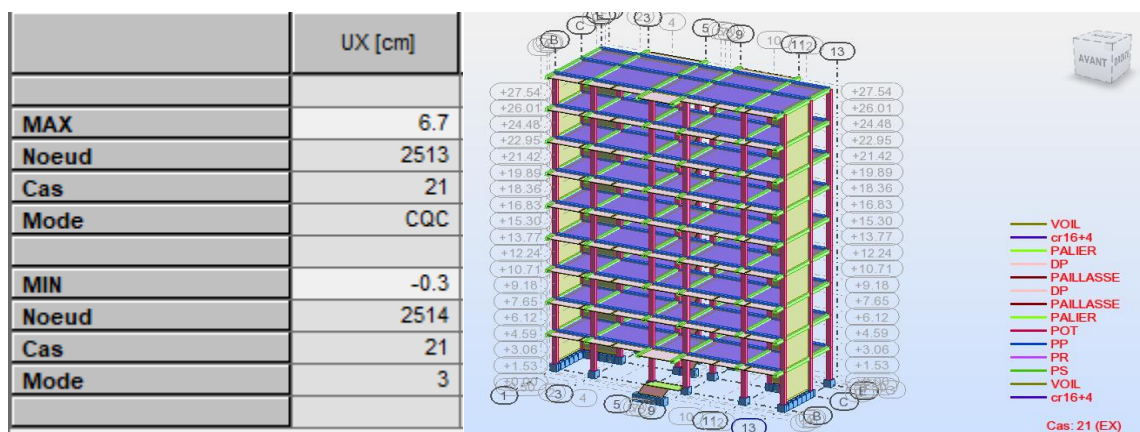


(b). 2^{ème} position

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(c).3^{ème} position



(d).4^{ème} position

Figure VI.41 : Déplacement maximal U_x pour quatre configurations différentes de voiles R+8.

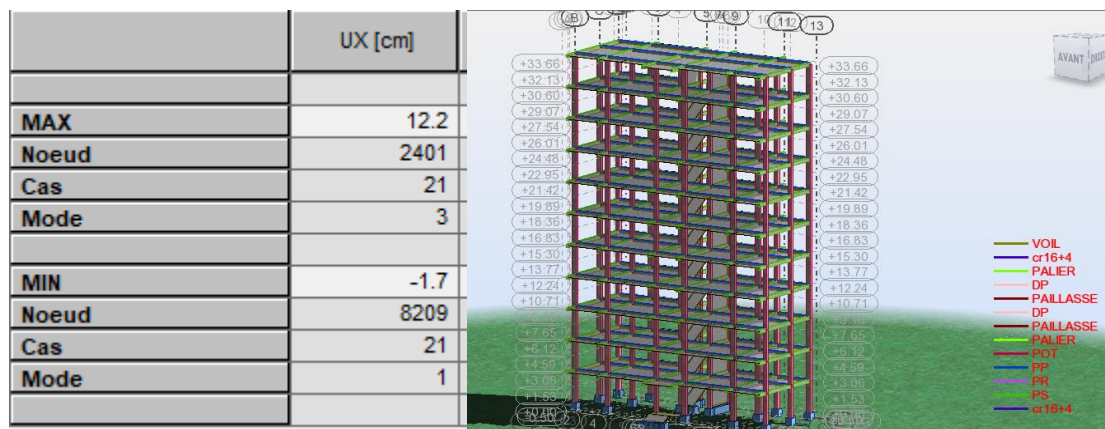
La largeur du joint sismique pour ces six cas est résumée dans le tableau ci – dessous :

Tableau VI.27 : Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique R+8.

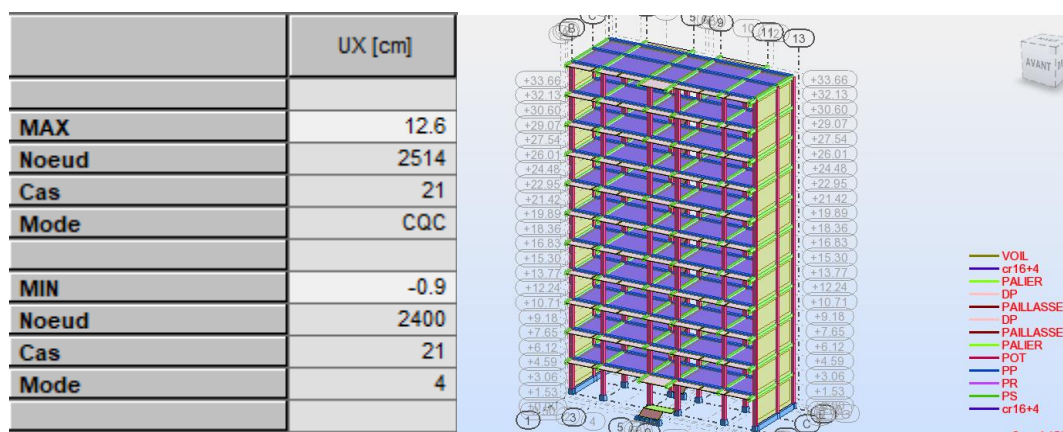
Position des voiles	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Position 1	9	53
Position2	9.4	51.5
Position3	5.5	30
Position4	6.7	36.5

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

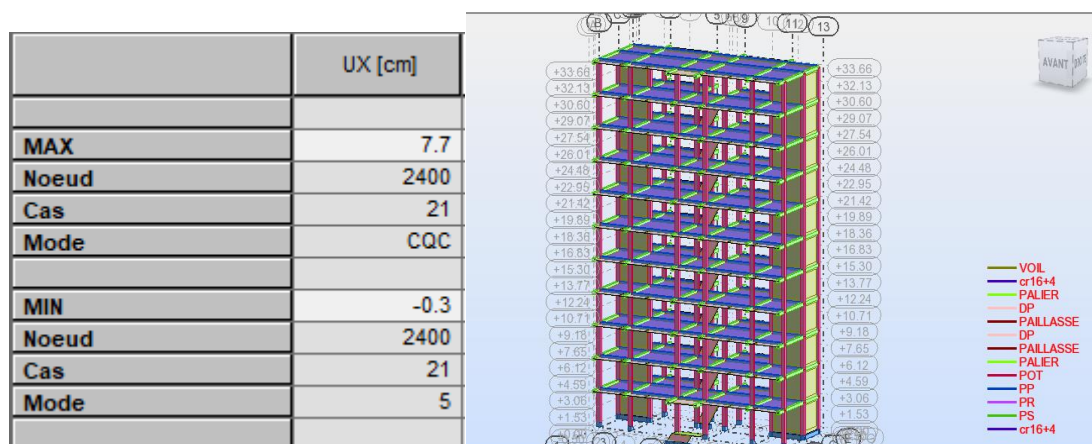
4. Pour R+10 :



(a).Position initiale

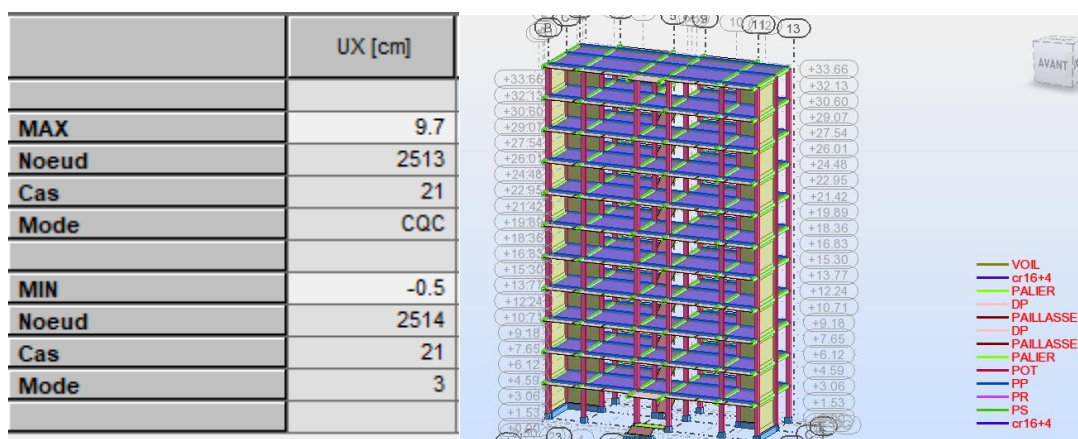


(b).2^{ème} position



(c).3^{ème} position

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(d).4^{ème} position

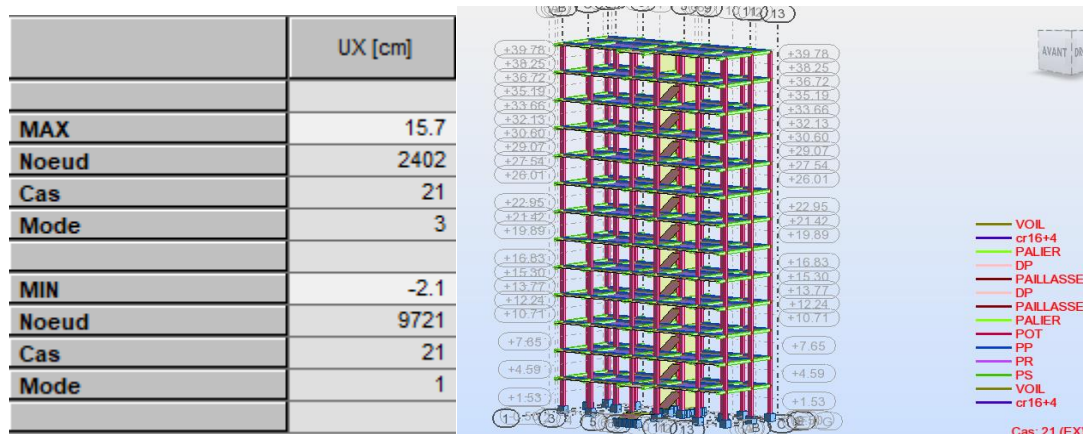
Figure VI.42 : Déplacement maximal U_x pour quatre configurations différentes de voiles R+10.

La largeur du joint sismique pour ces six cas est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.28 : Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique R+10

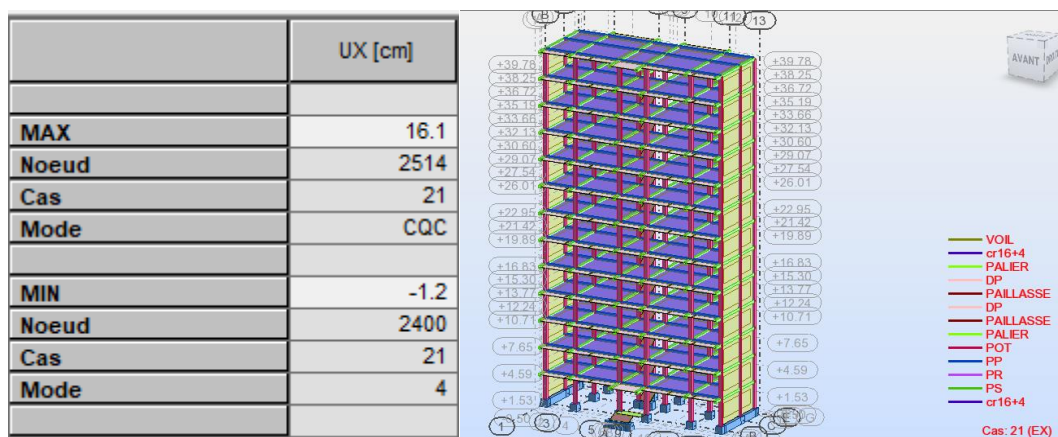
Position des voiles	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Position 1	12.2	71
Position2	12.6	67.5
Position3	7.7	41.5
Position4	9.7	52.5

5. Pour R+12 :

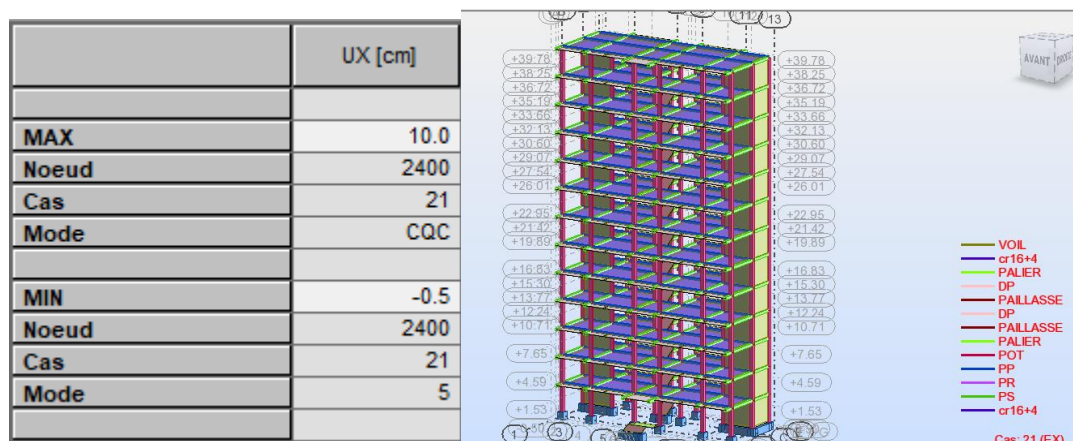


(a).Position initiale

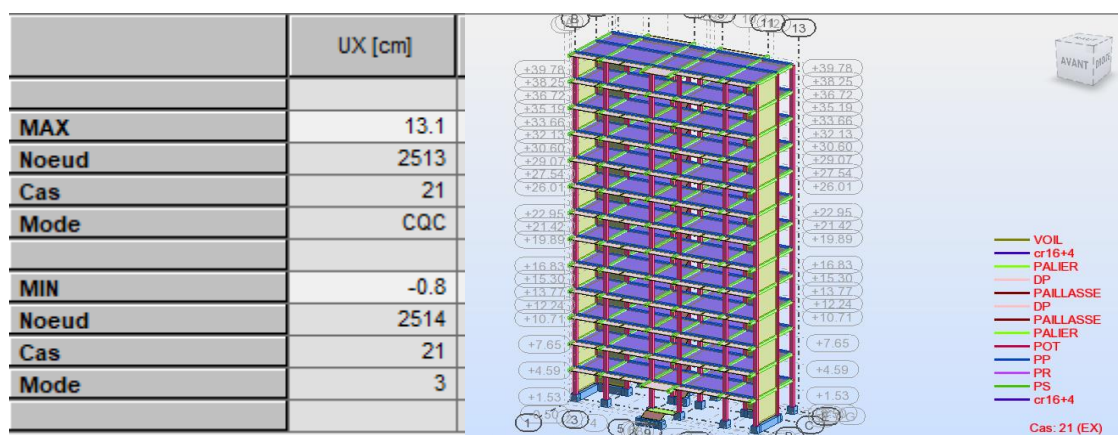
Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



(b).2^{ème} position



(c).3^{ème} position



(d).4^{ème} position

Figure VI.43: Déplacement maximal U_x pour quatre configurations différentes de voiles R+12.

La largeur du joint sismique pour ces six cas est résumée dans le tableau ci-dessous :

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

Tableau VI.29 : Influence de la position des voiles sur la largeur du joint sismique R+12.

Position des voiles	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
Position 1	15.7	90.5
Position2	16.1	88
Position3	10	54
Position4	13.1	71

Graphe récapitulatif de l'influence de la position des voiles

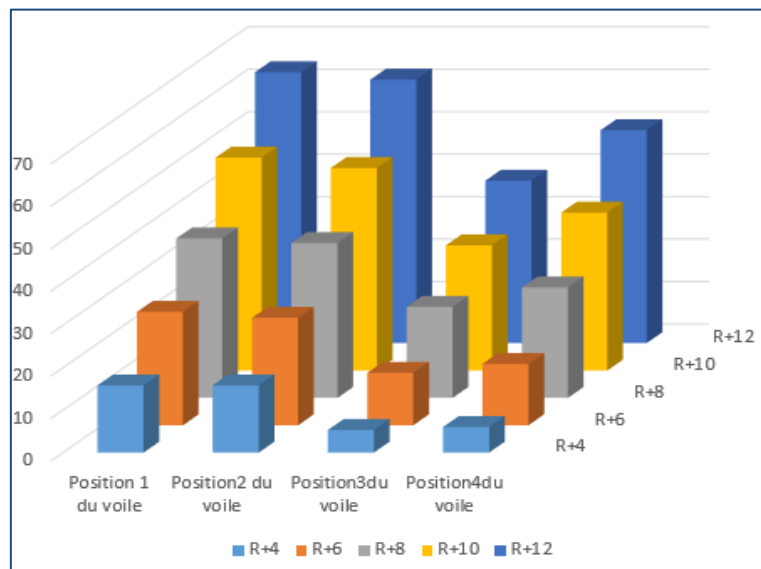


Figure VI.44 : Histogramme récapitulatif de l'influence de la position des voiles

Concernant ce cas, A partir des résultats illustrés dans les tableaux, il est possible de constater une variation de la largeur du joint. Nous pouvons voir que la variante 3 présente la meilleure position du voile devant les variantes 1,2 et 4 avec une valeur de 5.35, 12.35, 21.45, 29.5 et 38.25cm et cela pour les différents niveaux de la structure (R+4, R+6, R+8, R+10 et R+12) respectivement . Il est observé que la position où les voiles sont plus proches du centre entraîne la valeur la plus faible de la largeur du joint.

Lorsque les voiles sont placés de manière stratégique le long de la structure, ils peuvent contribuer à la résistance aux charges latérales en absorbant et en

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

redistribuant les forces sismiques. Cela peut entraîner une réduction des déplacements au niveau du joint sismique, ce qui se traduit par une réduction de la largeur du joint.

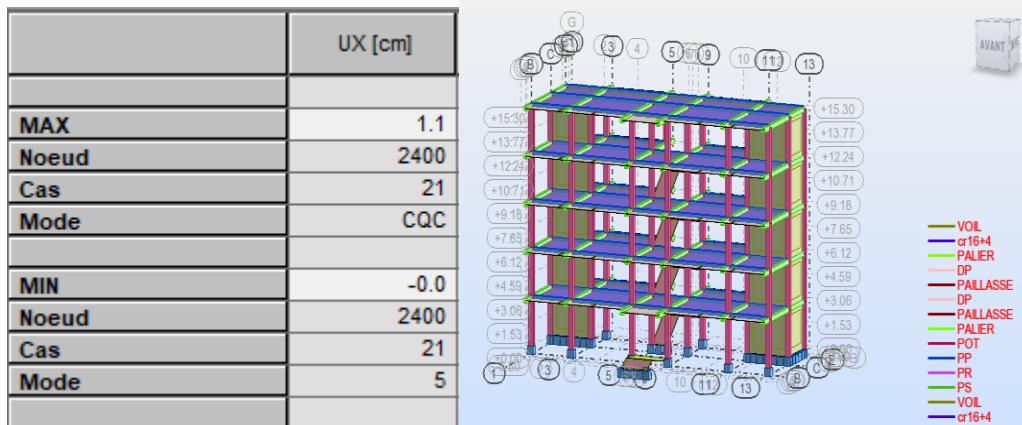
VI .II.3 .Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'étude de l'influence de l'ajout et la dimension des voiles dans la structure en béton, Lorsque nous faisons varier le l'épaisseur des voiles d'une structure, cela peut avoir un impact sur les exigences et les critères de conception liés à la résistance sismique.

De nombreuses modélisations ont été effectuées en modifiant l'épaisseur des voiles, on a optés pour trois épaisseurs 15, 20 et 25 cm. Et cela pour les différents niveaux de la structure (R+4, R+6, R+8, R+10 et R+12),

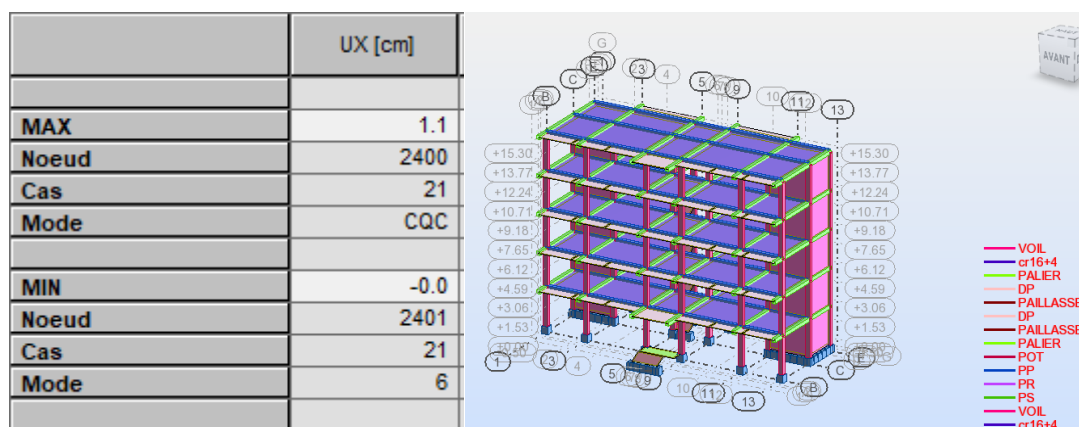
Les résultats d'études tel que le déplacement selon le sens X sont présentés dans les figures ci- dessous

1.Pour R+4:

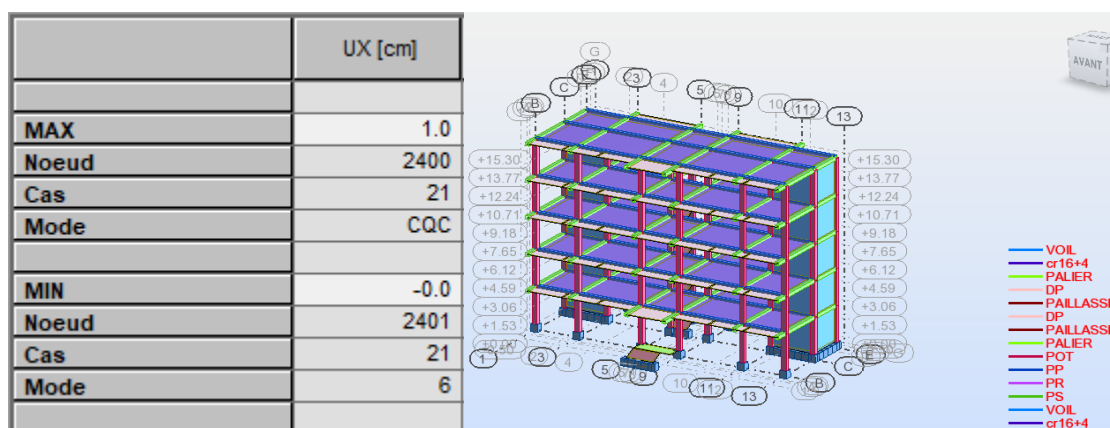


$$e_p = 15\text{cm}$$

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



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



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

Figure VI.45: Déplacement maximal U_x pour trois épaisseurs différentes (R+4).

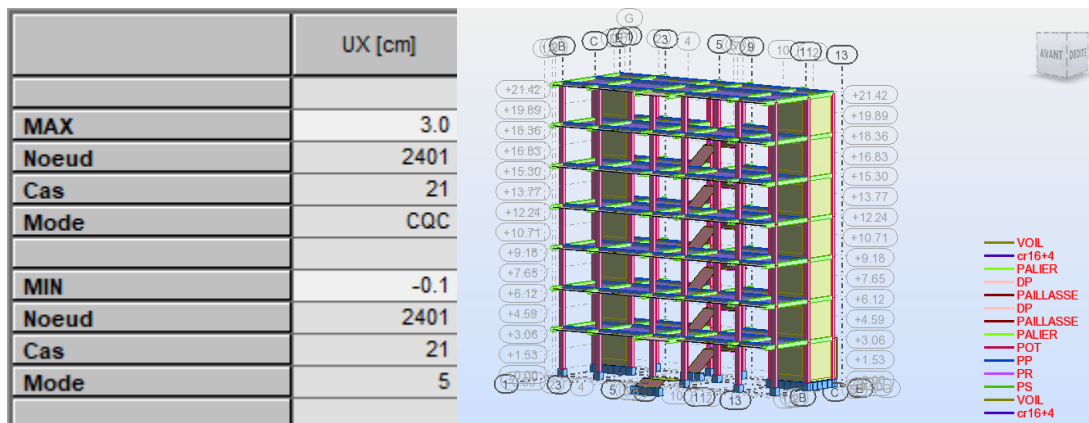
La largeur du joint sismique pour ces trois cas est résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.30 : Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint

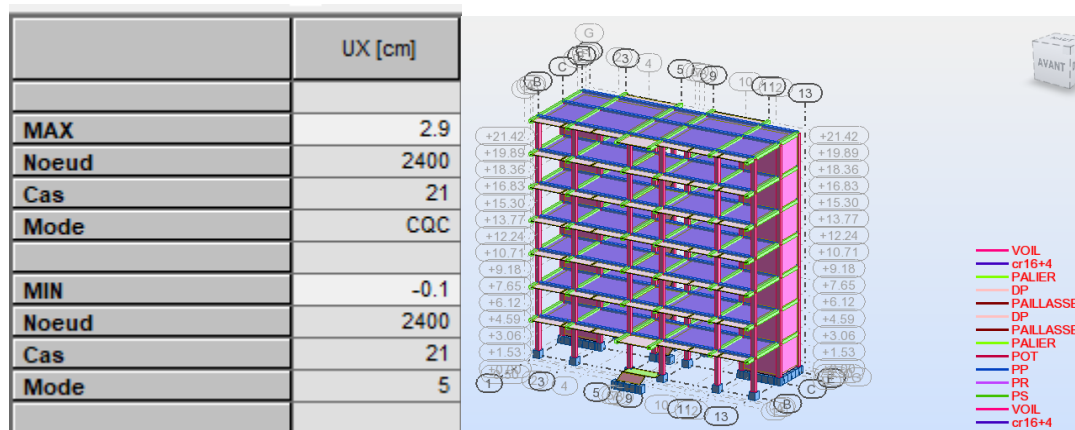
Epaisseur des voiles en cm	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale $d_{\min}$ en cm
$e_p = 15$	1.1	7
$e_p = 20$	1.1	7
$e_p = 25$	1	6.5

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

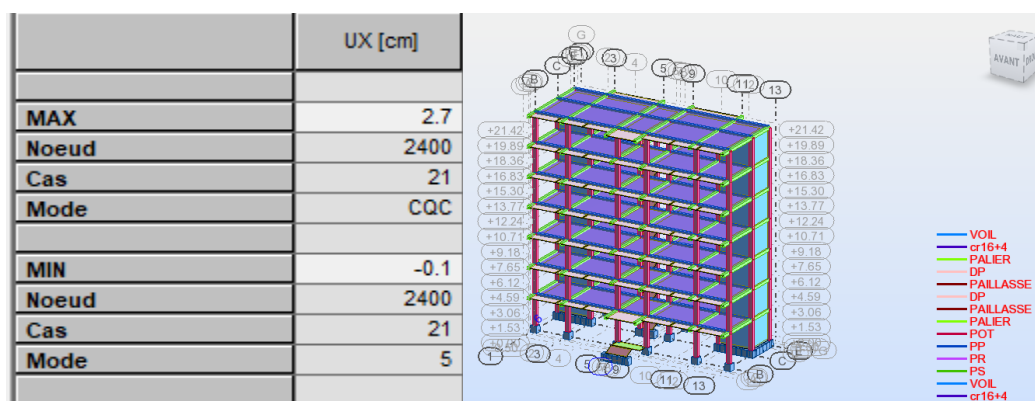
2. Pour R+6 :



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



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



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

Figure VI.46 : Déplacement maximal U_x pour trois épaisseurs différentes (R+6).

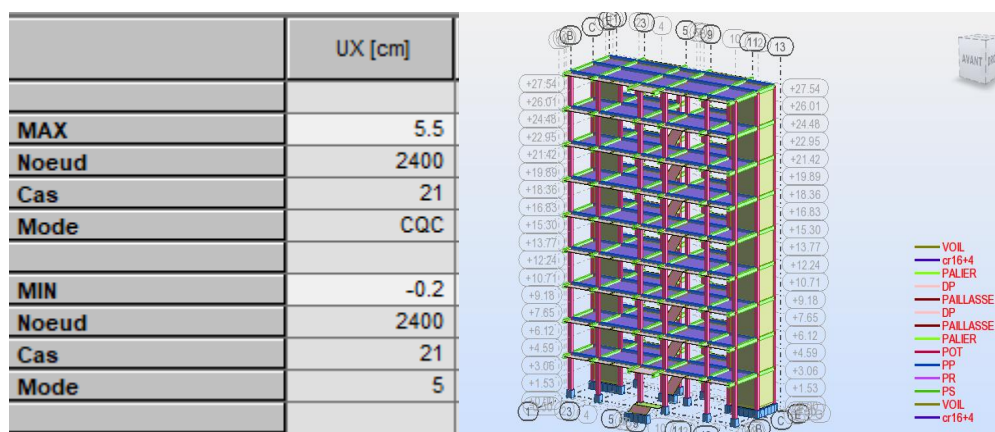
La largeur du joint sismique pour ces trois cas est résumée dans le tableau ci – dessous :

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

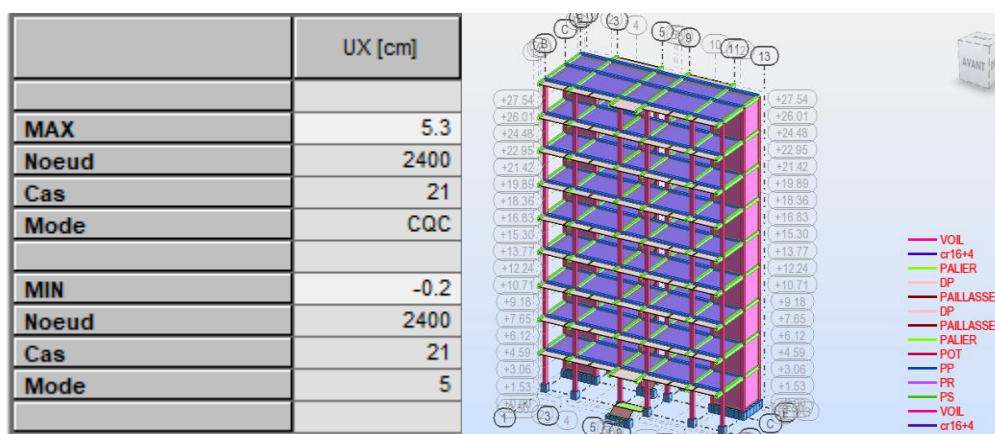
Tableau VI.31 : Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint (R+6).

Epaisseur des voiles en cm	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale $d_{m_{in}}$ en cm
$e_p = 15$	3	17
$e_p = 20$	2.9	16.5
$e_p = 25$	2.7	15.5

3. Pour R+8 :

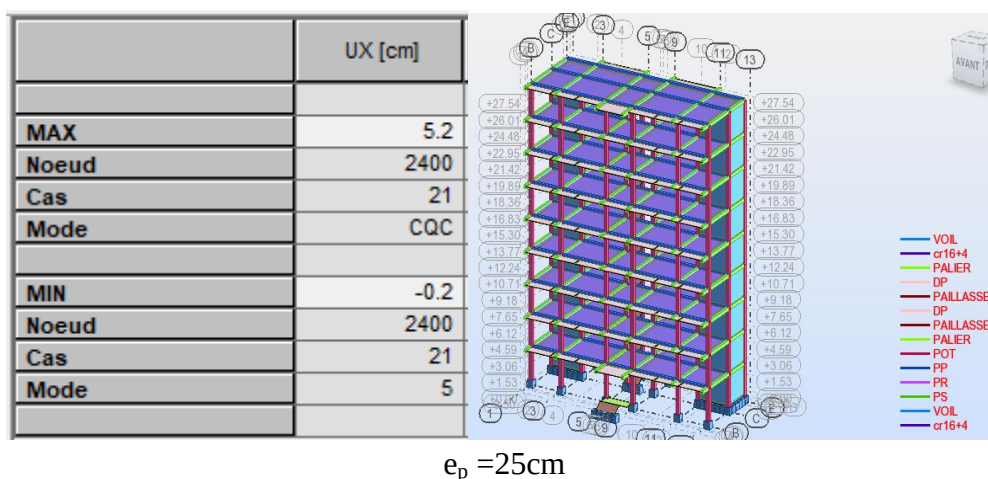


$e_p = 15\text{cm}$



$e_p = 20\text{cm}$

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées



$e_p = 25\text{cm}$

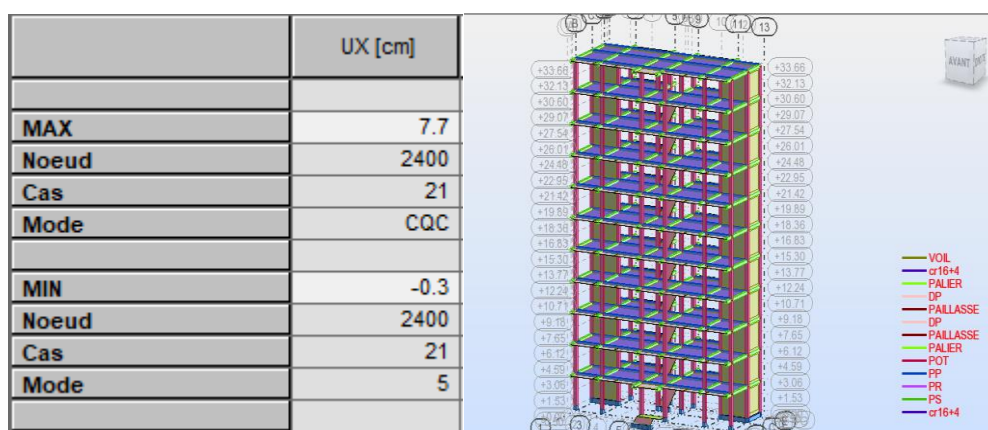
Figure VI.47: Déplacement maximal U_x pour trois épaisseurs différentes (R+8).

La largeur du joint sismique pour ces trois cas est résumée dans le tableau ci – dessous :

Tableau VI.32 : Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint(R+8).

Epaisseur des voiles en cm	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale $d_{\min}$ en cm
$e_p = 15$	5.5	30
$e_p = 20$	5.3	29
$e_p = 25$	5.2	28.5

4.Pour R+10 :



$e_p = 15\text{cm}$

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

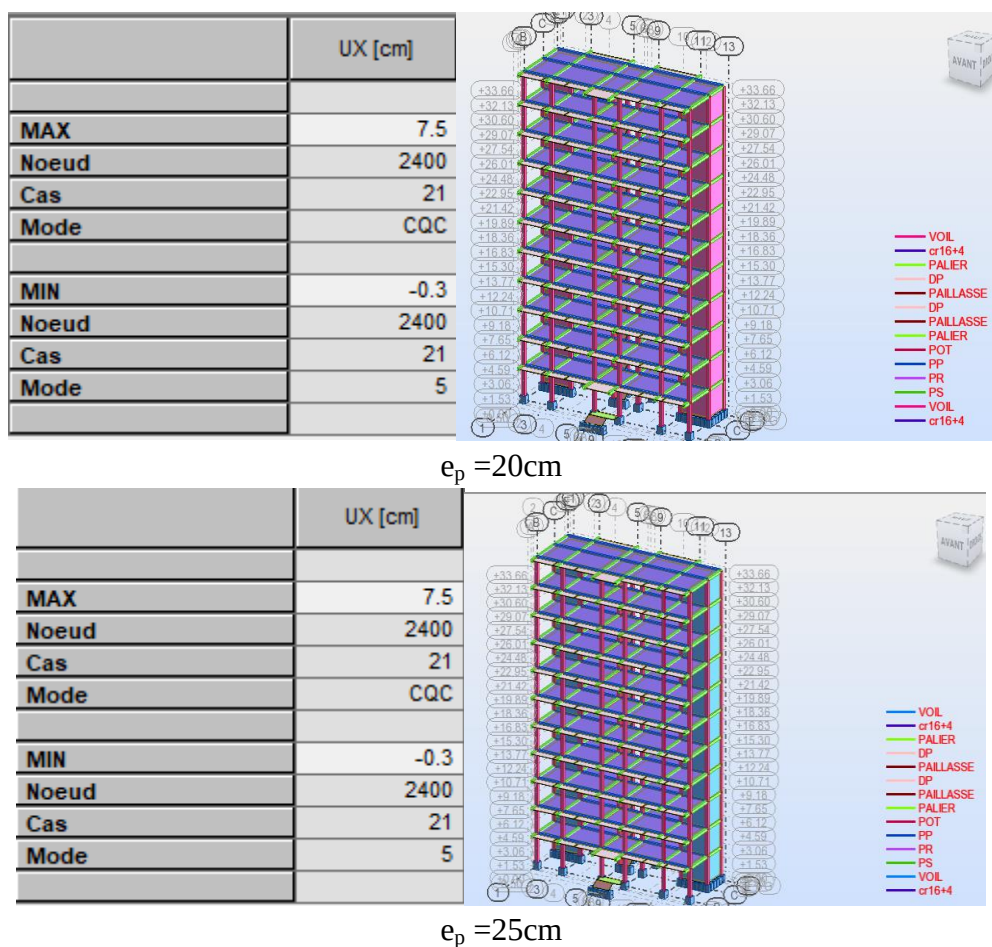


Figure VI.48 : Déplacement maximal U_x pour trois épaisseurs différentes (R+10).

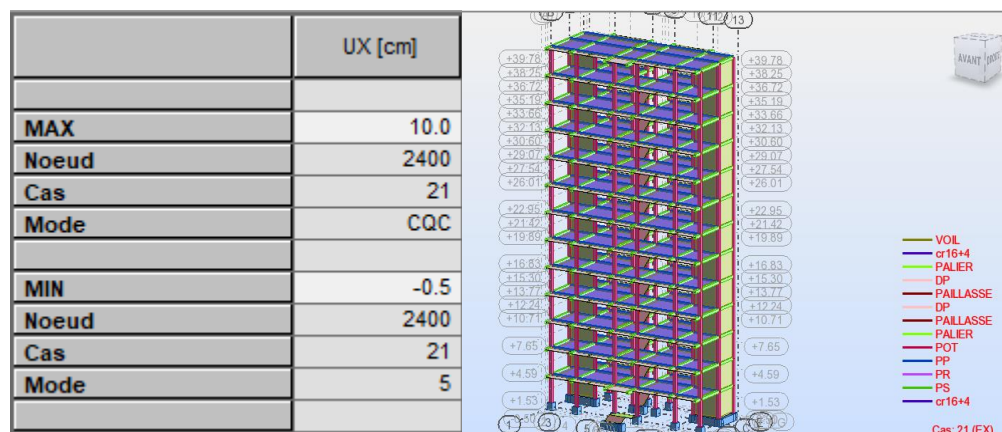
La largeur du joint sismique pour ces trois cas est résumée dans le tableau ci – dessous :

Tableau VI.33 : Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint (R+10).

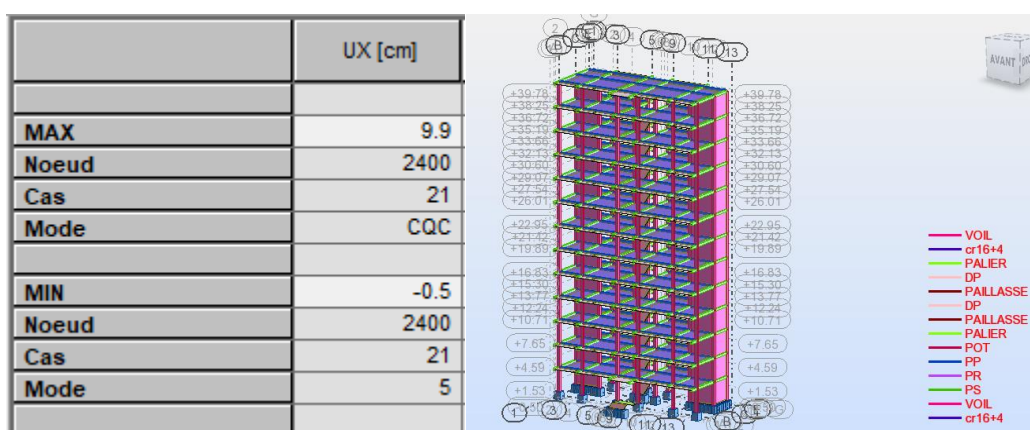
Epaisseur des voiles en cm	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
$e_p = 15$	7.7	41.5
$e_p = 20$	7.5	40.5
$e_p = 25$	7.5	40.5

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

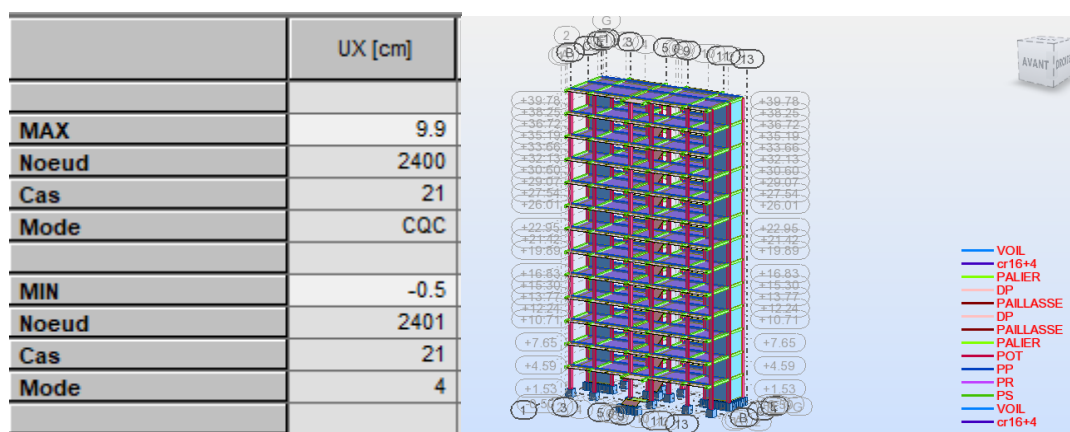
5. Pour R+12 :



$e_p = 15\text{cm}$



$e_p = 20\text{cm}$



$e_p = 25\text{cm}$

Figure VI.49 : Déplacement maximal U_x pour trois épaisseurs différentes (R+12).

La largeur du joint sismique pour ces trois cas est résumée dans le tableau ci – dessous :

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

Tableau VI.34 : Influence de la variation de l'épaisseur des voiles sur la largeur du joint (R+12).

Epaisseur des voiles en cm	Déplacement maximal U_x en cm	Largeur minimale d_{min} en cm
$e_p = 15$	10	54
$e_p = 20$	9.9	53.5
$e_p = 25$	9.9	53.5

Histogramme récapitulatif de l'influence de l'épaisseur des voiles

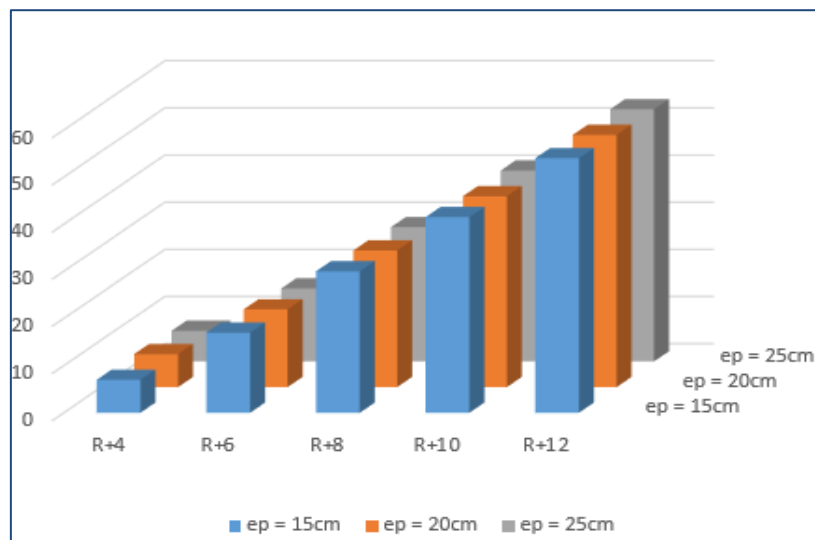


Figure VI.50 : histogramme récapitulatif de l'influence de l'épaisseur des voiles

L'épaisseur des voiles de contreventement peut affecter la rigidité et la résistance du système de contreventement de la structure, ce qui à son tour peut influencer la répartition des forces sismiques et la largeur du joint sismique.

En analysant les résultats, on remarque que la variante 3 (l'épaisseur des voiles égales à 25cm) a une largeur de joint sismique minimale en comparant avec les 2 autres variantes $e_p = 15$ cm et 20cm) mais la différence n'est pas importante, les résultats sont très proches.

Chapitre VI : Calcul du joint sismique pour des structures contreventées

A titre d'exemple le taux de différence est de l'ordre de 1% si on compare la variante 3 avec la variante 1 pour R+12, on peut dire que la variation de l'épaisseur des voiles de 5 cm a légèrement influencé la largeur du joint sismique.

VI.3.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé d'évaluer l'influence de quelques paramètres, tel que : la hauteur de la structure, la zone d'implantation de la structure ; l'importance du site, la catégorie du site, le système de contreventement, la disposition du voile et enfin l'épaisseur du voile. D'après tous les résultats obtenus, on constate que :

- La hauteur de la structure affecte la largeur du joint sismique,
- La largeur du joint sismique est plus importante pour les structures dont les dimensions des éléments principaux (poteaux, poutres principales et chainages) sont réduits,
- La zone sismique, le type du site et l'importance du site influent fortement la largeur du joint sismique,
- L'introduction des voiles de contreventement dans la structure a permis de rigidifier la structure en réduisant la largeur du joint sismique.
- La position optimale des voiles peut fournir une répartition équilibrée des forces sismiques dans la structure en minimisant les déplacements et largeur du joint sismique
- La variation de l'épaisseur du voiles de contreventement n'a pas un effet remarquable sur le déplacement et largeur du joint sismique.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le développement des structures en béton armé a joué un rôle essentiel dans le progrès des pays. À travers l'étude de cette structure composée de deux blocs en béton armé, nous avons pu mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au cours de notre formation en génie civil. Cela nous a permis de faire face aux problématiques et d'anticiper les solutions lors du calcul des ouvrages en béton armé.

Ce projet de fin d'études a été une occasion unique de saisir la complexité du domaine du génie civil. Nous avons découvert les multiples notions impliquées, telles que les règlements parasismiques et leur application, ainsi que l'utilisation et le rôle des logiciels liés à la construction. Ces outils ont grandement contribué à faciliter et à optimiser notre travail.

Malgré l'existence de logiciels informatiques avancés qui ont considérablement facilité les calculs et le dimensionnement des structures en béton armé, les calculs manuels restent primordiaux. Ils demeurent essentiels pour appréhender et comprendre en profondeur n'importe quelle structure

Les joints sismiques sont utilisés pour séparer les bâtiments adjacents ou les parties d'un même bâtiment, permettant ainsi les déplacements lors d'un séisme. Ils doivent être suffisamment larges pour éviter les collisions entre les blocs voisins. La largeur du joint sismique dépend de plusieurs paramètres, notamment :

1. **Caractéristiques de la structure** : Les caractéristiques de la structure elle-même, telles que la hauteur, les sections des éléments structurels, peuvent également influencer la largeur du joint sismique
2. **Paramètres sismiques** : L'accélération du sol, la zone sismique et l'importance de l'ouvrage influent également sur la largeur du joint sismique. Par exemple, des zones sismiques plus élevées nécessitent des joints plus larges pour absorber les déformations structurelles.
3. **Géométrie et rigidité des bâtiments adjacents** : Les différences géométriques et de rigidité entre les bâtiments voisins peuvent nécessiter des joints plus larges pour éviter les collisions lors d'un séisme.

Conclusion générale

4. **Épaisseur et disposition des voiles de contreventement** : L'épaisseur et la disposition des voiles de contreventement influent sur la largeur du joint sismique. Une augmentation de l'épaisseur des voiles peut réduire la largeur du joint, tandis que leur disposition en périphérie de la structure peut l'augmenter.
5. **Nombre de voiles de contreventement** : L'augmentation du nombre de voiles de contreventement influence la largeur du joint sismique. Plus le nombre de voiles est élevé, plus la largeur du joint sismique est importante.
6. **Variations de température et d'hygrométrie** : Les mouvements de dilatation et de contraction causés par ces variations doivent être pris en compte lors du dimensionnement des joints sismiques.

Les résultats obtenus dans cette étude nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La hauteur de la structure affecte la largeur du joint sismique,
- ✓ La largeur du joint sismique est plus importante pour les structures dont les dimensions des éléments principaux (poteaux, poutres principales et chainages) sont réduits,
- ✓ La zone sismique, le type du site et l'importance du site influent fortement la largeur du joint sismique,
- ✓ L'introduction des voiles de contreventement dans la structure a permis de rigidifier la structure en réduisant la largeur du joint sismique.
- ✓ Le type de contreventement (portique vs mixte) ainsi que la position des voiles ont une influence déterminante sur la largeur du joint sismique nécessaire pour assurer l'indépendance des blocs adjacents lors d'un séisme.
- ✓ La variation de l'épaisseur des voiles de contreventement n'a pas un effet remarquable sur le déplacement et la largeur du joint sismique

Finalement, plusieurs perspectives peuvent être envisagées pour ce travail. L'étude de l'influence de d'autres paramètres, tels que, la géométrie de la structure, le nombre des voiles ainsi que la combinaison de plusieurs paramètres en même temps, la comparaison entre plusieurs règlements à travers la formule proposée pour le calcul de la largeur du joint sismique seront souhaitables.

Les références

- [1] **LAHOUAL Abderahmane, GUERROUD Lakhdar(2017)**, Mémoire de master en génie civil, Effets de caractéristiques sismiques sur les spectres de réponse, Université Ziane Achour de Djelfa
- [2] **BENLAALA Nawel (2010)**, Mémoire de magister en génie civil, Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des bâtiments, Université Mohamed Khider de Biskra.
- [3] **M. TERRIER (Décembre 2006)** avec la collaboration de **G. BERTRAND** et **A. ROULLE**, Document d'information sur le risque sismique à destination des medias.
- [4] **CHABOU Moulley Charaf (2022-2023)**, cours géologie 1, Université Ferhat Abbas, Sétif 1 Institut d'Architecture et des Sciences de la Terre
- [5] Les Règles Parasismiques Algériennes RPA99 /version 2003
- [6] **Allel Meriem, Ayad Amel (2015)**, Mémoire de Master en génie civil, Paramètres influençant la largeur du joint sismique pour les structures en béton armé, l'Université de Guelma.
- [7] <https://construction-maison.pagesjaunes.fr/astuce/voir/617167/les-differents-types-de-joints>.
- [8] <https://www.mon-macon.net/savoir-joints-de-maconnerie/>.
- [9] <https://www.adesol-groupe.com/blog/btp-quels-sont-les-differents-types-de-joints>.
- [10] Dimensionnement d'un joint sismique d'après l'Eurocode 8.
- [11] **LOUNAS Boualem, (2012)**, Mémoire de Master en génie civil, Analyse du comportement des structures élancées en plan, Université Mouloud Mammeri TIZI-OUZOU.
- [12] Béton armé : BAEL 91 modifié 99.

Les références

[13] Ministère de l'habitat et de l'urbanisme. Document technique règlementaire DTR B C 2.2, Charge permanentes et charges d'exploitation, CGS. 1988.

[14] **ADJOUDJ M'Hamed, (2017)**, Polycopié de cours Calcul Assisté par ordinateur : Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Université Hassiba Ben Bouali Chlef.

Logiciels

- Robot 2014
- Auto CAD 2014
- Word e excel 2010
- Paint