

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعلیم العالی والبحث العلمی

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج

Université de Mohamed El-Bachir El - Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En Génie Civil

Spécialité : Structures

Par : - NEBBACHE Ibtissam

- ZEGTITOUCHE Chafika

Sujet

Système de contreventement intelligent en éléments innovants mixtes Acier-Béton à double tube renforcés par des connecteurs dans les structures portiques

Soutenu publiquement, le 12/07/2023, devant le jury composé de :

Mme TABET Souad

MAA

Univ-BBA

Président

M.DJOUDI Larbi

MAA

Univ-BBA

Examinateur

M.ABDEMEZIANE Nabil.

MAA

Univ-BBA

Encadrant

Année Universitaire 2022/2023

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Allah le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur : Mr ABDEMEZIANE Nabil pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

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

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation. Nous remercions aussi tous nos collègues pour leur aide, leur patience.

Dédicace

Je dédie ce travail , à mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, ma mère qui m'a guidé et soutenu durant mon parcours,

à mes très chers frères et sœurs pour son soutien.

NEBBACHE Ibtissam

Dédicace

Je dédie ce travail , à mes parents dont le rêve était toujours de me voir réussir,

à mes princesses mes filles qui étaient une grande source de motivation pour réussir et à mon mari pour son soutien et sa confiance

à ma soeur et mes frères et à tout les enseignants auxquels j'exprime mon profond respect.

ZEGTITOUCHE Chafika

Résumé

Ce projet présente une étude de l'ossature d'un bâtiment étagé en CM contreventée par différents éléments à usage de bureau constitué d'un rez de chaussée et de 3, 7 et 11 étages, implanté dans la ville de Chlef qui est classée en zone III de forte sismicité selon le règlement parasismique algérien RPA 99, version 2003.

La résistance de la structure aux sollicitations horizontales assurée par plusieurs types de contreventement mixte en béton armé (voile de 10 cm et 12 cm) et par palée de stabilité en X en Λ avec cornières et système de contreventement intelligent en élément innovant mixte (tube d'acier carré ou circulaire rempli du béton). Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement avec le logiciel ROBOT2019 et ETABS 2013.

Mot clés: Séisme, Structure métallique, Palées de stabilité, Contreventement, CFST.

Abstract

This Project consist to study a multi - story building of steel frame work with ground floor , in a 3, 7 and 11 storey for office use with cross bracing on several elements, located in Chlef city and classified in high seismicity zone according to the Algerian code RPA99, 2003 version.

The resistance of the structure under horizontal loading effect ensured by several types of reinforced concrete and metal bracing composite (concrete wall of 10 cm and 12 cm) and stabilising bents of X and Λ with metal corner and a bracing intelligent system as a mixed innovative element (Concrete filled steel tube or pipe). The calculation was made by Robot 2019 and ETABS 2023.

Key words: Earthquake, Metallic structure, stabilising bents, Bracing, CFST.

الملخص

هذا المشروع يمثل دراسة هيكل فولاذي لبنانية بنظام دعامة متنوع، تضم مكاتب ذات طوابق و متكونة من طابق أرضي و 3 ، 7 و 11 طابقا في مدينة شلف ضمن منطقة زلزالية قوية III حسب قانون مركز هندسة الزلازل الجزائري 99 المعدل في نسخة 2003.

مقاومة البناية للتأثيرات الأفقية مؤمن بمختلف أنواع الدعامة المختاطة من خرسانة مسلحة (دعامة سمك 10 و 12 سم) و دعامة معدنية أعمدة التثبيت X و Λ مع ونظام دعامة مبتكر (أنبوب معدني دائري أو مربع مختلط بخرسانة). حساب مختلف الجهود تحت التأثيرات الإحصائية و الديناميكية التي أجريت تلقائيا ببرنامج روبرو 2019 و الايتابس 2013 .

الكلمات المفتاحية: الزلزال، بناية معدنية ، دعامات التثبيت، أنبوب معدني مختلط بخرسانة .

Sommaire

Résumé	iii
Liste des figures	xi
Liste des tableaux	xiv
Introduction Générale	I
Chapitre I : Généralités sur les Séismes.	1
I.1 - Introduction.	1
I.2 - Le Séisme et le contexte tectonique en Algérie.	1
I.3 - Le Règlement parasismique algérien (RPA 99, Version 2003).	2
I.3.1 - Définition.	2
I.3.2 - Domaine d'application.	3
I.3.3 - Conditions d'application.	3
I.3.4 - Classification des zones sismiques en Algérie.	4
I.3.5 - Classification des ouvrages selon leur importance.	4
I.3.6 - Classification des sites.	6
I.4 - Règlement (Eurocode 08).	7
I.5 - Définition du séisme.	7
I.5.1 - Risques sismiques.	8
I.5.2 - Le Comportement des constructions sous séisme.	10
I.5.3 - Base de l'interaction sol-structure.	10
I.6 - Construction parasismique.	11
I.7 - Conclusion du chapitre.	13
Chapitre II : Les Structures métallique	
I.1 - Introduction.	14
II.2 - Charpentes en acier selon RPA.	14
II.2.1 - Conditions d'application.	14
II.2.2 - Principe de cohérence (vent / séisme).	14
II.2.3 - Méthodes d'analyse.	14
II.3 - Portique auto stables ductiles.	14
II.3.1 - Principes généraux.	14

II.3.2 - Matériaux (aciers de construction).	15
II.3.2.a - Notations.	15
II.3.3 - Section transversales.	15
II.3.4 - Assemblages.	16
II.4 - La Construction métallique.	16
II.4.1 - La Stabilité d'une construction.	17
II.4.2 - Le Problème de la stabilité des éléments et cadres en construction métallique.	17
II.4.3 - Renforcement.	18
II.4.4 - Confortement / renforcement de bâtiment existant.	18
II.5 - Contreventements.	19
II.5.1 - Principe des contreventements.	19
II.5.2 - Le Choix de contreventement.	20
II.5.2.1 - Les Structures en portiques.	20
II.5.2.1.a - Les Avantages et les inconvénients des structures en portiques.	20
II.5.2.2 - Les Structures de type en panneau.	21
II.5.2.3 - Les Structures à barres centrées.	22
II.5.2.4 - Les Structures à contreventement excentrés.	24
II.5.2.5 - Contreventement par noyau de stabilité.	25
II.6 - Coefficient de comportement.	25
II.7 - Conclusion du chapitre.	25
Chapitre III : Les Structures mixtes	
III.1 - Introduction.	26
III.1.1 - Les Domaines d'utilisation des structures mixtes béton/acier.	27
III.1.2 - La Complémentarité Acier / Béton.	27
III.2 - Les éléments de construction.	28
III.2.1 - Les Poteaux mixtes enrobés de béton.	30
III.2.2 - Matériaux utilisés.	33
III.3 - Définition des connecteurs	34
III.3.1 - Rôle des connecteurs.	34

III.3.2 - Types de connexions.	35
III.3.3 - Les Avantages et les inconvénients des connecteurs.	35
Conclusion du chapitre.	35
Chapitre IV : Etude sismique d'un bâtiment en charpente métallique.	
IV.1 - Présentation de l'ouvrage.	36
IV.1.1 - Localisation et données concernant le site.	36
IV.1.2 - Les Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.	36
IV.1.3 - Matériaux utilisées dans cet ouvrage.	37
IV.1.3.1 - Béton, et ses caractéristiques.	37
IV.1.3.2 - Types des profilés, ses caractéristiques et leurs dimensionnements.	38
IV.1.3.3 - Règlementations.	39
IV.1.4 - Descente des charges.	39
IV.2 - Les Méthodes d'étude sismique.	42
IV.2.1 - Présentation du logiciel Robot Structural Analysis.	42
IV.2.2 - Présentation du logiciel ETABS 2013.	42
IV.2.3.1 - Modélisation des structures des 15 variantes.	43
IV.2.3.2 - Modélisation des structures des 12 variantes (CFST).	55
IV.3 - Etude Sismique.	61
IV.3.1 - Méthode statique équivalente.	61
IV.3.1.a - Estimation de la période fondamentale de la structure.	61
IV.3.1.b - Vérification du Coefficient de comportement.	63
IV.3.1.c - Facteur de qualité.	66
IV.3.1.d - Vérification du nombre de modes à considérer.	66
IV.3.1.e - Calcul de force sismique totale.	67
IV.3.2 – Méthode dynamique modale spectrale.	67
IV.3.2.1 - Principe.	67
IV.3.2.2 - Spectre de réponse.	68
IV.4 - Vérification de l'excentricité.	69

Chapitre V : Discussions des résultats.

V.1- Discussions des résultats des variantes.	70
V.1.1 - Les Variantes sans et avec plusieurs contreventements	70
V.1.1.1 - Estimation de la période fondamentale dynamique et la fréquence des structures.	71
V.1.1.2 - Vérification de la participation des masses modales effectives.	72
V.1.1.3- Vérification de l'Effort tranchant à la base.	74
V.1.1.3.1 - La Résultante des forces sismiques de calcul.	75
V.1.1.4 - Vérification du déplacement maximale au sommet et inter-étage.	76
V.1.1.5- La capacité portante des structures.	79
V.1.2 - Les variantes avec contreventement mixte en tube d'acier carré rempli du béton.	80
V.1.2.1 - Estimation de la période fondamentale et fréquence des structures.	81
V.1.2.2 - Vérification de la participation des masses modales effectives.	82
V.1.2.3- Résultante des forces sismique de calcul.	83
V.1.2.4 - Vérification du déplacement maximale au sommet.	84
V.1.2.5 - Vérification du déplacement inter-étage.	85
V.1.2.6- La Capacité portante des structures.	86
V.2 - Comparaison des structures par palées en Λ avec cornières et avec CFST carré.	87
V.3 - Changement de l'emplacement des palées en X et en Λ et de profilé.	89
V.3.1.1 - Structure avec palées en X (2 CAE 200 x 200 x 24 / HEB 450).	89
V.3.1.2 - Structure avec palées en Λ (2 CAE 200 x 200 x 24 / HEB 450).	90
V.3.2 - Vérification du déplacement latéral au sommet et inter-étage des structures pour les paramètres (HEB 450 et 2CAE 200 x 200 x 24).	91
V.3.3 - Comparaison des structures par palées en Λ avec 2 CAE 200 x 200 x 24 / HEB 450.	93
V.4.1- Vérification de l'Effort tranchant (poteaux).	95
V.4.2 - Vérification de l'Effort normal (barres de contreventement).	96
V.5 - Changement de l'emplacement des palées en Λ CFST car.	97
V.5.1 - Comparaison des structures par palées en Λ avec CFST carré et HEB 450.	98
V.6 - Vérification de la stabilité au renversement.	101

V.6 - Spectre de réponse.	104
V.7- Interprétations des résultats.	106
Chapitre VI : Calcul d'assemblage (Poteau - Traverse).	
VI.1 - Introduction.	108
VI.1.1 - Vérification de l'assemblage (Poteau - Traverse).	108
VI.1.1 - Les Caractéristiques géométriques des profilés HEB 450 et HEB 340.	108
VI.1.2 - Calcul de la hauteur de la partie comprimée.	109
VI.1.2.a - Calcul du moment résistant MRd.	109
VI.1.2.b - L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons.	109
VI.1.2.c - Le Moment résistant effectif de l'assemblage.	110
VI.1.2.d - Vérification à la résistance de l'assemblage.	110
VI.1.2.e - Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant.	110
VI.2.1 - Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.	111
VI.2.2 - Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.	112
VI.2.3 - Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée.	113
VI.3 - Assemblage sollicité simultanément au cisaillement et à la traction.	113
VI.4 - Assemblage des diagonales de contreventements.	113
VI.5 - Calcul des bases des poteaux.	116
VI.6 - Conclusion du chapitre.	119
Conclusion Générale.	120

Chapitre I : Généralités sur les Séismes

Figure I.1 : Carte de la sismicité enregistrée en Algérie depuis 1973.	1
Figure I.2 : Contexte sismo-tectonique de la collision Afrique – Eurasie.	2
Figure I.3 : Carte de zonage sismique en Algérie.	4
Figure I.4 : Organisation règlementaire.	7
Figure I.5 : Le Risque sismique.	8
Figure I.6 : Schéma de la liquéfaction d'un sol.	9
Figure I.7 : Immeuble partiellement enfouis à cause de liquéfaction du sol lors du séisme de 1964 A Niigata, Japon.	9
Figure I.8 : Remblai routier à cause de liquéfaction du sol.	9
Figure I.9.a : Oscillations horizontales.	10
Figure I.9.b : Oscillations verticales.	10
Figure I.9.c : Oscillations de torsions.	10
Figure I.10 : Trois types de mouvements d'un bâtiment avec ou sans interaction sol-structure.	10
Figure I.11 : Extrait de carte géologique.	11
Figure I.12 : Schéma sur le glissement du terrain.	11
Figure I.13 : Schéma sur la nature du sol.	11
Figure I.14 : Formes simples avec joint parasismique.	12
Figure I.15 : L'effet du séisme.	12
Figure I.16 : Superposition des ouvertures.	12
Figure I.17 : Limitation des déformations : effet « boîte ».	12
Figure I.18 : Mise en place d'un chaînage au niveau du rampant d'un bâtiment.	13
Figure I.19 : Liaison cloison-plancher.	13
Figure I.20 : Matériaux de construction (Béton, Maçonnerie, Métal et bois).	13

Chapitre II : La Construction métalliques

Figure II.1 : Adler et Sullivan, wainwright building 1890 St Louis.	16
Figure II.2 : J.Mailly, J.Depusse, J.Prouve, la tour Nobel- Paris.	17
Figure II.3 : Faster, Pariners -Ste Marie Axe- Londres.	17
Figure II.4 : Flambement de l'âme d'un poteau.	17
Figure II.5 : Flambement des barres en X.	17
Figure II.6 : Confortement/renforcement des bâtiments existants.	18

Figure II.7 : Confortement/ renforcement des bâtiments avec des panneaux parasant.	19
Figure II.8 : Ossatures en portiques (rotules plastiques dans les poutres et les pieds de poteaux.	20
Figure II.9 : Une Construction contreventée par voile en béton armé.	21
Figure II.10 : Structures métalliques contreventées par des palées de stabilité en X.	22
Figure II.11 : Schéma d'un contreventement en X(1) diagonales sur la même travée,(2) diagonale sur deux travées différentes.	22
Figure II.12 : Contreventements triangulés centrés (palées en V et V renversé).	23
Figure II.13 : Structure métallique avec contreventement en K.	23
Figure II.14 : Bâtiments avec des contreventements excentrés.	24
Figure II.15 : Vue en plan d'un bâtiment à Noyau de stabilité.	25

Chapitre III : Les Structures mixtes

Figure III.1 : Une Structure mixte Bois - Acier.	26
Figure III.2 : La Gare de TGV de sot olas à Lyon mixtes béton - acier.	26
Figure III.3 : Une Structure mixte, Thrivent Financial Building	26
Figure III.4 : Construction mixte acier - béton.	27
Figure III.5 : Structure mixte d'un stade de Rugby, Yves du Manoir.	27
Figure III.6 : Poutres mixtes.	28
Figure III.7 : Poutre mixte en T.	29
Figure III.8 : Poutre mixte en caisson.	29
Figure III.9 : Poutre mixte partiellement enrobée.	29
Figure III.10 : Poutre mixte à treillis.	29
Figure III.11 : Plancher non collaborant avec pré-dalles en béton armé.	29
Figure III.12: Plancher collaborant dalle en béton armé coulée sur place.	29
Figure III.13: Plancher nervure.	30
Figure III.14: Plancher à poutrelles intégrées.	30
Figure III.15: Schéma des poteaux mixtes enrobés.	30
Figure III.16: Poteau entièrement enrobé.	31
Figure III.17: Poteau partiellement enrobé.	31
Figure III.18: Section cruciforme.	31
Figure III.19: Section rectangulaire.	31

Figure III.20: Sections carrée et circulaire.	32
Figure III.21: Section I à l'intérieur d'un profil creux circulaire.	32
Figure III.22: Poteaux mixtes avec un raidisseur de chaque côté.	32
Figure III.23: Poteaux mixtes avec deux raidisseurs de chaque côté.	33
Figure III.24: Des Poteaux mixtes de section à barres croisées.	33
Figure III.25: Section droite des poteaux mixtes en double peaux.	33
Figure III.26: Types de connexion.	35
 Chapitre IV : Etude sismique d'un bâtiment en charpente métallique.	
Figure IV.1: Dimensionnements des profilés utilisés dans la structure à étudier.	39
Figure IV.2: Plancher d'étage courant.	40
Figure IV.3: Plancher terrasse inaccessible.	41
Figure IV.4: Perspective 3D de la structure R+3 sans contreventement.	43
Figure IV.5: Perspective 3D de la structure R+7 sans contreventement.	44
Figure IV.6: Perspective 3D de la structure R+11 sans contreventement.	45
Figure IV.7: Perspective 3D de la structure R+3 contreventées par palée en X.	46
Figure IV.8: Perspective 3D de la structure R+7 contreventée par palées en X.	47
Figure IV.9: Perspective 3D de la structure R+11 contreventée par palées en X.	48
Figure IV.10 Perspective 3D de la structure R+3 contreventée par palées en Λ .	49
Figure IV.11: Perspective 3D de la structure R+7 contreventée par palées en Λ .	50
Figure IV.12: Perspective 3D de la structure R+11 contreventée par palées en Λ .	51
Figure IV.13: Perspective 3D de la structure R+3 contreventée par voile, Ep 10 cm/12 cm .	52
Figure IV.14: Perspective 3D de la structure R+7 contreventée par voile, Ep 10 cm/12 cm.	53
Figure IV.15: Perspective 3D de la structure R+11 contreventée avec voile, Ep 10 cm/12 cm.	54
Figure IV.16: Perspective 3D de la structure R+3 contreventée par palées en Λ avec CFST car./cir.	55
Figure IV.17: Perspective 3D de la structure R+7 contreventée par palées en Λ avec CFST car./cir.	56
Figure IV.18: Perspective 3D de la structure R+11 contreventée par palées en Λ avec CFST car./cir.	57
Figure IV.19: Perspective 3D de la structure R+3 contreventée par palées en Λ avec CFST car./cir.	58
Figure IV.20: Perspective 3D de la structure R+7 contreventée par palées en Λ avec CFST car./cir.	59
Figure IV.21: Perspective 3D de la structure R+11 contreventée par palées en Λ avec CFST car./cir.	60

Chapitre V : Discussions des résultats.

Figure V.1: Graphique des valeurs des périodes dynamique des structures.	71
Figure V.2: Graphique des valeurs de la participation des masses modales.	72
Figure V.3: Graphique des valeurs de la masse cumulée des structures R+3.	73
Figure V.4: Graphique des valeurs de la masse cumulée des structures R+7.	73
Figure V.5: Graphique des valeurs de la masse cumulée des structures R+11.	73
Figure V.6: Graphique des valeurs de l'effort tranchant dynamique et statique à la base.	74
Figure V.7: Graphique du déplacement latéral des structures R+3 avec ses variantes.	77
Figure V.8: Graphique du déplacement latéral des structures R+7 avec ses variantes.	78
Figure V.9: Graphique du déplacement latéral des structures R+11 avec ses variantes.	78
Figure V.10: Courbe de la capacité portante pour les différentes structures.	79
Figure V.11: Graphique des périodes dynamique par type de contreventement.	81
Figure V.12: Graphique de la participation des masses par type de contreventement.	82
Figure V.13: Graphique de l'effort tranchant à la base des structures par type de contreventement.	83
Figure V.14: Graphique du déplacement au sommet des structures par type de contreventement.	85
Figure V.15: Graphique de la capacité portante entre les structures R+11 des variantes N°09 et 18.	86
Figure V.16: Graphique de comparaison entre les structures R+3 des variantes N°07 et 16.	87
Figure V.17: Graphique de comparaison entre les structures R+7 des variantes N°08 et 17.	87
Figure V.18: Graphique de comparaison entre les structures R+11 des variantes N°09 et 18.	88
Figure V.19: Structure métallique R+3 contreventée par palées en X (2 CAE 200 x 24).	89
Figure V.20: Structure métallique R+3 contreventée par palées en X (HEB 450).	89
Figure V.21: Structure métallique R+7 contreventée par palées en X (2 CAE 200 x 24).	89
Figure V.22: Structure métallique R+7 contreventée par palées en X (HEB 450).	89
Figure V.23: Structure métallique R+11 contreventée par palées en Λ (2 CAE 200 x 24).	90
Figure V.24: Structure métallique R+11 contreventée par palées en Λ (HEB 450).	90
Figure V.25: Structure métallique R+3 contreventée par palées en Λ (2 CAE 200 x 24).	90
Figure V.26: Structure métallique R+3 contreventée par palées en Λ (HEB 450).	90
Figure V.27: Structure métallique R+7 contreventée par palées en Λ (2 CAE 200 x 24).	90
Figure V.28: Structure métallique R+7 contreventée par palées en Λ (HEB 450).	90
Figure V.29: Structure métallique R+11 contreventée par palées en Λ (2 CAE 200 x 24).	91
Figure V.30: Structure métallique R+11 contreventée par palées en Λ (HEB 450).	91

Figure V.31: Courbe du déplacement au sommet en fonction du type de contreventement.	93
Figure V.32: Courbe du déplacement inter-étage en fonction du type de contreventement.	94
Figure V.33: Courbe du déplacement inter-étage en fonction du nombre d'étage.	94
Figure V.34: Graphique de l'effort tranchant maximum à la base des structures.	95
Figure V.35: Graphique de l'effort normale maximum dans les barres de la structure.	96
Figure V.36: Structure métallique R+3 contreventée par palées en Λ aux extrémités.	97
Figure V.37: Structure métallique R+3 contreventée par palées en Λ au milieu.	97
Figure V.38: Structure métallique R+7 contreventée par palées en Λ aux extrémités.	97
Figure V.39: Structure métallique R+7 contreventée par palées en Λ au milieu.	97
Figure V.40: Structure métallique R+11 contreventée par palées en Λ aux extrémités.	98
Figure V.41: Structure métallique R+11 contreventée par palées en Λ au milieu.	98
Figure V.42 : Graphique de comparaison des deux paramètres des structures R+3.	98
Figure V.43 : Graphique de comparaison des deux paramètres des structures R+7.	99
Figure V.44 : Graphique de comparaison des deux paramètres des structures R+11.	99
Figure V.45: Courbe du spectre de réponse S_a/g et la période dynamique des structures R+3.	104
Figure V.46: Courbe du spectre de réponse S_a/g et la période dynamique des structures R+7.	104
Figure V.47: Courbe du spectre de réponse S_a/g et la période dynamique des structures R+11.	105

Chapitre VI : Calcul d'assemblage.

Figures VI.1: Double cornières 2CAE 200 x 200 x 24.	113
Figures VI.2:Assemblage gousset-poteau.	115
Figures VI.3:Assemblage cornière-poteau.	115
Figures VI.4 : Assemblage cornière-gousset.	116

Liste des Tableaux

Chapitre III : Les Structures mixtes.

Tableau III.1 : La différence entre le béton et l’acier. 28

Chapitre IV : Etude sismique d'un bâtiment en charpente métallique.

Tableau IV.1 Tableau 3.1 des valeurs nominales de f_y et f_u du D.T.R.-BC-2.44, Page 15. 38

Tableau IV.2 : Tableau 3.2 des coefficients usuels de l’acier du D.T.R.-BC-2.44, Page 15. 38

Tableau IV.3: Dimensionnements des profilés utilisés dans la structure à étudier. 38

Tableau IV.4 : Charge permanente d’un plancher étage courant. 40

Tableau IV.5 : La charge permanente d’un plancher terrasse inaccessible. 41

Tableau IV.6 : Tableau 4.6 des valeurs du coefficient CT (RPA 99 version 2003 - Page 42). 61

Tableau IV.7 : Les valeurs de la période empirique des structures à 3,7 et 11 étages. 62

Tableau IV.8 : Tableau 4.3 des valeurs du coefficient de comportement R du RPA,Page 38. 63

Tableau IV.9 : Tableau 4.1 du Coefficient d’accélération de zone A (RPA 99 Page 34 – 35). 63

Tableau IV.10: Tableau 4.7 des valeurs de T1 et T2 du RPA 99 version 2003 - Page 35. 64

Tableau IV.11 : Tableau 4.2 le pourcentage d’amortissement critique du RPA, Page 35. 64

Tableau IV.12 : Les valeurs A, Q, CT, ξ et η des structures à 3,7 et 11 étages. 65

Tableau IV.13 : Tableau 4.4 des valeurs des pénalités Pq du RPA 99 version 2003 - Page 41. 66

Tableau IV.14 : L’effort tranchant statique d’une Structure R+3 avec plusieurs variantes. 67

Tableau IV.15 : L’effort tranchant statique d’une Structure R+7 avec plusieurs variantes. 67

Tableau IV.16 : L’effort tranchant statique d’une Structure R+11 avec plusieurs variantes. 67

Tableau IV.17 : Spectre de réponse Sa/g d'une structure R+3 avec plusieurs variantes. 68

Tableau IV.18 : Spectre de réponse Sa/g d’une Structure R+7 avec plusieurs variantes. 68

Tableau IV.19 : Spectre de réponse Sa/g d’une Structure R+11 avec plusieurs variantes. 68

Chapitre V : Discussions des résultats.

Tableau V.1:Les Valeurs des fréquences, des périodes dynamiques et du RPA des structures. 71

Tableau V.2: La Vérification de la participation des masses modales. 72

Tableau V.3:Les valeurs de l’effort tranchant statique et dynamique à la base. 74

Tableau V.4:La vérification des forces de calcul dynamique et statique du RPA des structures. 75

Tableau V.5:Vérification du déplacement maximale au sommet de chaque étage des structures. 76

Tableau V.6: Vérification du déplacement inter-étage des structures.	77
Tableau V.7: Les Valeurs des fréquences, des périodes dynamiques et du RPA des structures.	81
Tableau V.8: La Vérification de la participation des masses modales.	82
Tableau V.9:Les Valeurs des forces de calcul dynamique et statique du RPA des structures.	83
Tableau V.10:Les valeurs du déplacement au sommet des structures avec palées en Λ et en X.	84
Tableau V.11:Les valeurs du déplacement inter-étage des structures avec palées en Λ et en X.	85
Tableau V.12: Déplacement latéral et inter-étage des structures R+3, R+7 et R+11 contreventée par palées en X avec 2CAE 200 x 24 et HEB 450.	91
Tableau V.13: Déplacement latéral et inter-étage des structures R+3, R+7 et R+11 contreventée par palées en X avec 2CAE 200 x 24 et HEB 450.	92
Tableau V.14: L'Efforts tranchant (poteau).	95
Tableau V.15: L'Efforts normale (Barres de contreventement).	96
Tableau V.16: Les Valeurs des résultats dynamique pour les 04 paramètres des structures R+3.	98
Tableau V.17: Les Valeurs des résultats dynamique pour les 04 paramètres des structures R+7.	99
Tableau V.18: Les Valeurs des résultats dynamique pour les 04 paramètres des structures R+11.	99
Tableau V.19:Vérification de la stabilité au renversement, R+3.	101
Tableau V.20:Vérification de la stabilité au renversement, R+7.	101
Tableau V.21:Vérification de la stabilité au renversement, R+11.	102
Tableau V.22:Vérification de la stabilité au renversement, R+3 avec CFST car.	102
Tableau V.23:Vérification de la stabilité au renversement, R+7 avec CFST car.	102
Tableau V.24:Vérification de la stabilité au renversement, R+12 avec CFST car.	103

Chapitre VI : Calcul d'assemblage.

Tableau VI.1: Les Caractéristiques géométriques des profilés HEB 450 et HEB 340.	108
--	-----

Introduction Générale

Aujourd'hui, la mixité dans la construction de tout temps appliqués pour répondre à des besoins multiples et complexes apparaît de nouveau comme une voie d'avenir, qui promet de mélanger le meilleur des techniques, des matériaux, des compétences, pour un résultat augmenté.

Il est utile de repenser comment la construction s'est organisée historiquement en filières pour créer des bâtiments caractérisés à la fois par des modes constructifs et des typologies fonctionnelles. Depuis le début de l'ère industrielle les sociétés ont répondu à des besoins massifs de construction pour faire face à divers phénomènes : poussées démographiques, développement de la société industrielle et de services, nécessité d'équipements publics. Pour produire ces mètres carrés, la construction s'est organisée, mettant en place différentes innovations, de nouveaux modes constructifs, et développant les formations nécessaires à leur développement. [1]

Pour avoir une bonne tenue face aux séismes, on a choisi de faire une études sur les structures métallique en se réfèrent sur les constatations faites après les séismes qui ont frappés l'Algérie, ses derniers ont montré en termes de dommage que les structures classiques construites en béton armé ont subi des dégâts plus importants, alors que les structures métalliques se comportent mieux face à des actions sismiques, et cela à cause de certains nombres d'avantages indéniables qui présentent ces structures.

Problématique :

Y'a-t-il la possibilité de construire des structures en charpente métallique et en béton armé légères et de plus grand nombre d'étage avec rapport élevé résistance/masse qui augmente le comportement anti sismique ?.

Propositions : Structures contreventées par plusieurs types de barres.

- Voile en Béton armé avec deux épaisseurs théoriques (10 cm et 12 cm).
- Palées en Λ et en X avec cornières 200 x 200 x 24.
- Palées en Λ et en X avec tube d'acier carré et circulaire rempli du béton.

Structuration de mémoire : Le travail est développé en (06) six chapitres représentés comme suit :

Chapitre I : Nous allons présenter une synthèse bibliographique sur le séisme.

Chapitre II : Les structures métalliques et les différents systèmes du contreventement.

Chapitre III : Les structures métalliques mixtes.

Chapitre IV : Présentation de l'ouvrage et l'étude sismiques des structures étudiées.

Chapitre V : Discussions des résultats obtenues avec interprétations.

Chapitre VI : Vérification de l'assemblage de la structure R+3 contreventée par palées en X.

Chapitre I : Généralité sur les séismes

I.1 - Introduction :

L'histoire sismique de l'Algérie compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, l'Algérie est une région à forte sismicité. Au cours de son histoire, elle a subi plusieurs séismes destructeurs. Parmi les plus notables, on peut citer :

- 1715, séisme d'Alger, 20000 morts.
- Le 09 septembre 1954 séisme d'Orléans ville (EL Asnam), magnitude 6,7 ayant fait 1200 morts, avec plus de 20 000 maisons et bâtiments détruits.
- Le 10 octobre 1980 séisme d'El Asnam, magnitude 7,1 avec 2600 morts.

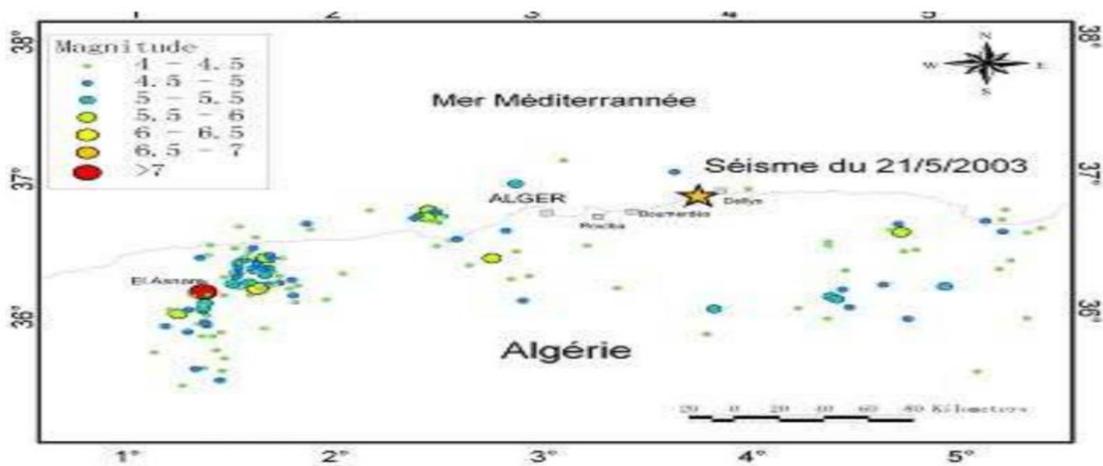


Figure I.1 : Carte de la sismicité enregistrée en Algérie depuis 1973.

- Jeudi 21 mai, un important séisme de magnitude 6,7 a eu lieu en Algérie à 19h45 heure locale.
- L'épicentre est localisé dans une zone côtière à environ 80 kilomètres à l'est de la capitale, Alger. D'après les premières estimations, l'épicentre se situe à une latitude de 36,89 degrés nord et à une longitude de 3,78 degrés est, l'hypocentre étant localisé à une profondeur d'environ 10 km.

I.2 - Le Séisme et le contexte tectonique en Algérie :

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie (figure I.2). Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface.

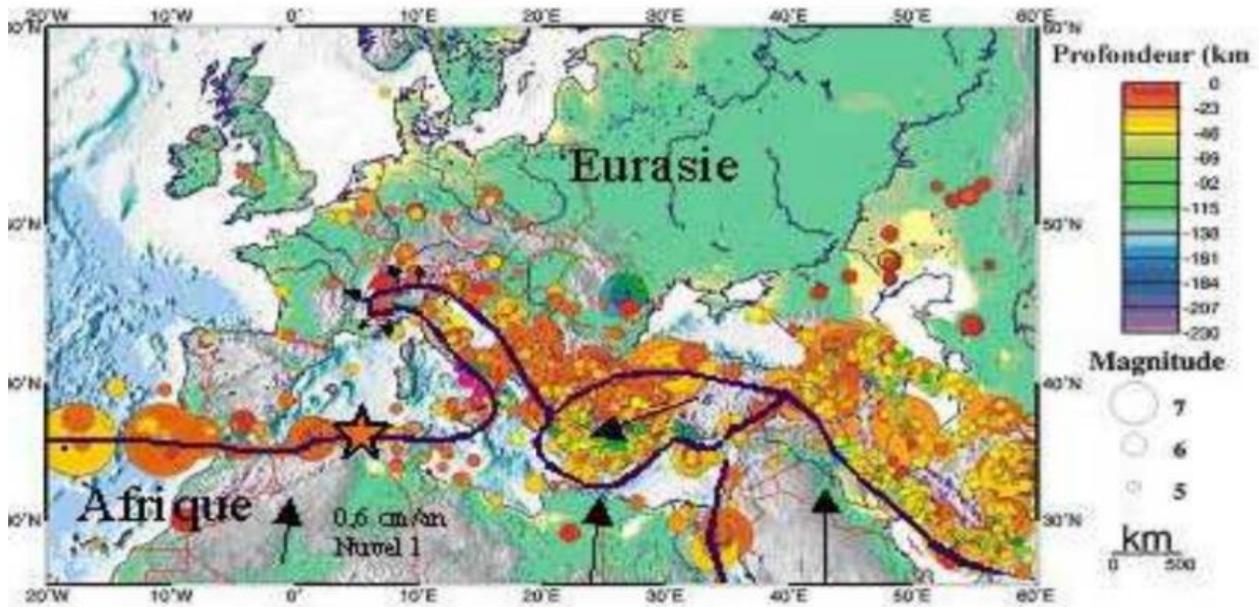


Figure I.2 : Contexte sismo-tectonique de la collision Afrique – Eurasie : Le Séisme du 21 mai 2003 est présenté par une étoile.

Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques.

- Selon différentes sources d'information, d'importants dégâts et de nombreuses victimes sont à déplorer dans de nombreuses localités à l'est d'Alger (notamment Rouïba et Boumerdès). Le séisme a été ressenti à grande distance de l'épicentre (Majorque à environ 300 km). Il a été enregistré sur l'ensemble des réseaux sismologiques mondiaux [2].

I.3 - Le Règlement parasismique algérien (RPA 99, Version 2003) :

I.3.1 - Définition :

C'est un document technique réglementaire qui fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques en Algérie. Il vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

I.3.2 - Domaine d'application :

Ces règles sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux constructions telles que :

- Constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité : centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants...
- Ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels, ...).
- Réseaux et ouvrages enterrés.

Pour ces types de constructions, il y a lieu de se référer à des règles ou recommandations spécifiques. Par ailleurs les dispositions du règlement parasismique algérien ne s'appliquent pas en zone de séismicité négligeable de la classification des zones sismiques.

I.3.3 - Conditions d'application :

Les constructions auxquelles s'appliquent les présentes règles doivent satisfaire concomitamment aux règles de conception, de calcul et d'exécution applicables.

Par ailleurs, au cas où les sollicitations issues d'un calcul aux effets du vent sont plus défavorables, ce sont ces dernières qu'il y a lieu de prendre en considération pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage, mais, en même temps, les dispositions constructives des règles RPA doivent être respectées.

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

- Ouvrages vitaux qui doivent demeurer opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, soit:

- Bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques.
- Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale ayant un caractère opérationnel tels que casernes de pompiers, de police ou militaires, parcs d'engins et de véhicules d'intervention d'urgence et de secours.
- Bâtiments des établissements publics de santé tels que les hôpitaux et centres dotés de services des urgences, de chirurgie et d'obstétrique.
- Bâtiments des établissements publics de communications tels que les centres de télécommunications, de diffusion et de réception de l'information (radio et télévision), des relais hertziens, des tours de contrôle des aéroports et contrôle de la circulation aérienne.
- Bâtiments de production et de stockage d'eau potable d'importance vitale.
- Ouvrages publics à caractère culturel, ou historique d'importance nationale.
- Bâtiments des centres de production ou de distribution d'énergie, d'importance nationale.
- Bâtiments administratifs ou autre devant rester fonctionnels en cas de séisme.

Groupe 1B : Ouvrages de grande importance

- Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes

• Bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que grande mosquée, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives et culturelles, pénitenciers, grands hôtels.

• Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m.

- Ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socioculturelle et économique certaine.

• Bâtiments de bibliothèque ou d'archives d'importance régionale, musée, etc.

• Bâtiments des établissements sanitaires autres que ceux du groupe 1A.

• Bâtiments de centres de production ou de distribution d'énergie autres que ceux du groupe 1A

• Châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance.

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

- Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :
- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, ...
- Parkings de stationnement publics, ...

Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

- Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs.
- Bâtiments à risque limité pour les personnes.
- Constructions provisoires 1

I.3.6 - Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Catégorie S1 (site rocheux) :

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (VS) à 800m/s.

Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec VS 400 m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec VS 200 m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S4 (site très meuble)

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres.
- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec VS < 200 m/s dans les 20 premiers mètres [3].

I.4 – Règles Eurocode 08 :

La Connaissance et l’application des référentiels réglementaires et normatifs est un facteur clé du bon déroulement de travaux de construction. Le respect des règles et normes de construction est un facteur pris en considération dans les conditions d’assurance.

L’Eurocode 08 est d’application réglementaire en France depuis l’arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de constructions parasismiques applicables aux bâtiments de la classe dite à risque normal. Il étant conçu pour différentes natures d’ouvrages [4].

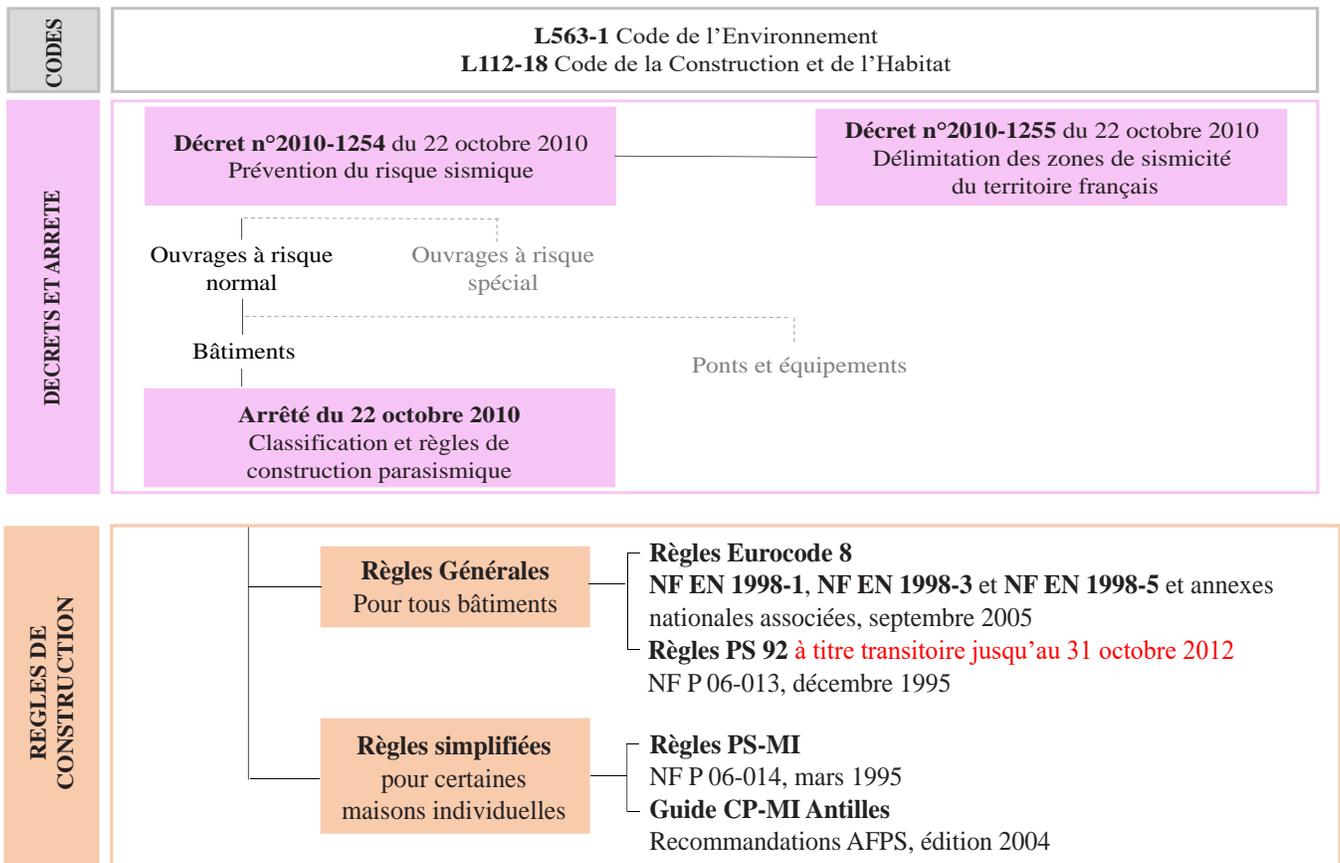


Figure I.4: Organisation réglementaire

I.5 – Le séisme :

Un séisme est une vibration du sol transmise aux bâtiments, causée par le frottement et le choc brutal, en profondeur, de plaques rocheuses coulissant entre elles le long de failles de l’écorce terrestre, et libérant de ce fait une énergie considérable.

I.5.1 – Risques sismiques :

On parle des risques sismiques, parce que lors d'un tremblement de terre, les conséquences ne se calculent pas uniquement en termes de dégâts aux constructions. Les enjeux concernent également l'impact en termes de vies humaines et du nombre de personnes blessées, du coût économique lié à la perturbation ou l'arrêt de l'activité de certaines entreprises, du coût social résultant des populations ayant perdu leur logement, ...

Ce « **risque sismique** » est d'autant plus grand que l'**aléa sismique** et la **vulnérabilité** sont grands et on a : **Risque sismique = aléa sismique x vulnérabilité** [5].

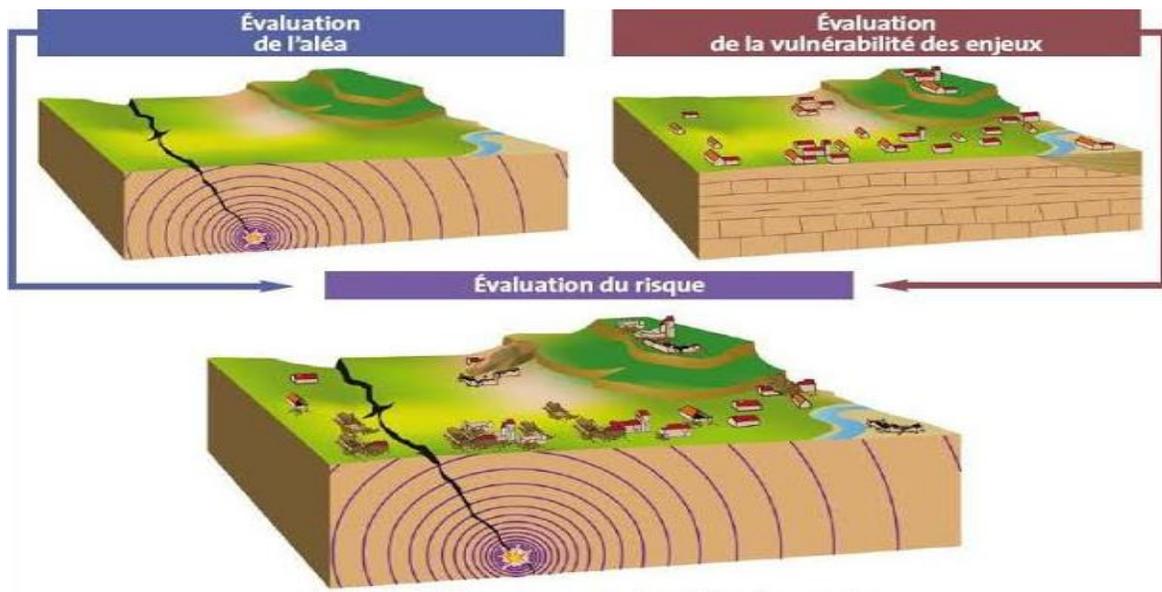


Figure I.5 : Le Risque sismique

I.5.1.1 - Liquéfaction du sol :

Les séismes sont à l'origine de la plupart des désordres liés à la liquéfaction des sols lesquels apparaissent comme des phénomènes induits en matière de risque sismique. Les sols les moins résistants sont les plus vulnérables. Le risque est accentué en présence de mouvements forts.

La liquéfaction des sols sous séisme est connue pour être à l'origine de tassements ou de ruptures de fondations superficielles et de fondations profondes ayant mis en péril les structures portées, bâtiments et ouvrages d'art.

La perte de résistance au cisaillement du sol, vu ici comme le passage du sol d'un état solide à un état liquide, se rapporte au comportement mécanique du sol et elle relève des principes de base de la mécanique des sols.

Ces facteurs sont nombreux, à commencer par :

- La nature du sol (sable, limon, argile).
- Sa compacité.
- Ses propriétés physiques.
- Les conditions de site, etc...

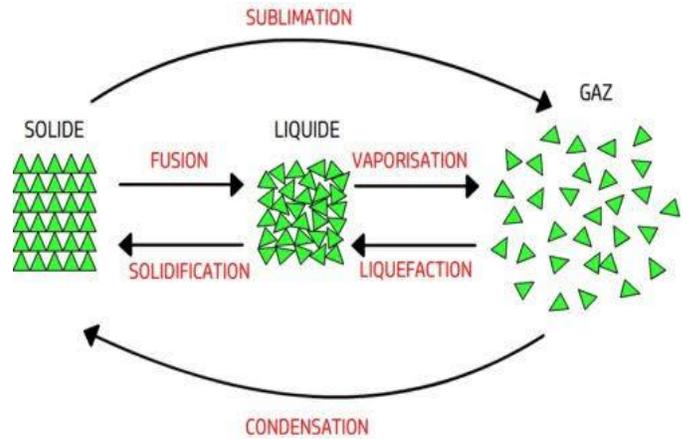


Figure I.6 : Schéma de la liquéfaction d'un sol

Les déformations, ainsi que la rupture des terrains et des constructions concernées par la liquéfaction des sols, peuvent être différées après la fin du séisme. Elles peuvent aggraver les désordres et s'avérer préjudiciables aux ouvrages par :

- Tassements de fondation.
- Frottements sur les pieux.
- Tassements de remblais routiers ou ferroviaires.
- Perte de revanche des digues, etc...



Figure I.7: Immeuble partiellement enfouis à cause de liquéfaction du sol lors du séisme de 1964 à Niigata, Japon.



Figure I.8: Remblai routier à cause de liquéfaction du sol.

I.5.2 - Le Comportement des constructions sous séisme :

L'effort qui agit sur la structure en cas de séisme est fonction de la masse mise en mouvement par l'accélération du sol et de la distance de cette masse par rapport au niveau du sol. Et en fonction de la manière dont le bâtiment répond à cette sollicitation, et notamment de la capacité de la structure à dissiper une partie de l'effort à chaque oscillation, augmentant ainsi l'amortissement de ces derniers [7].

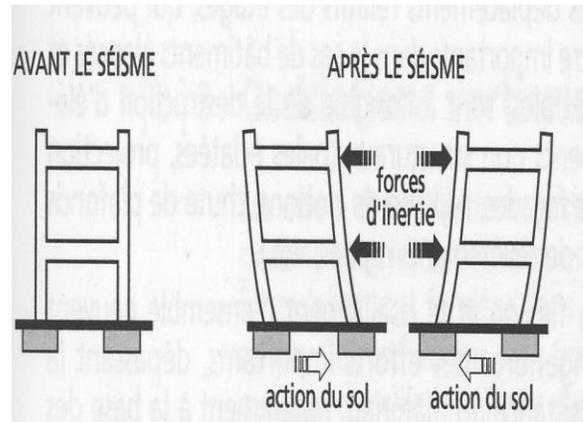


Figure I.9.a : Oscillations horizontales

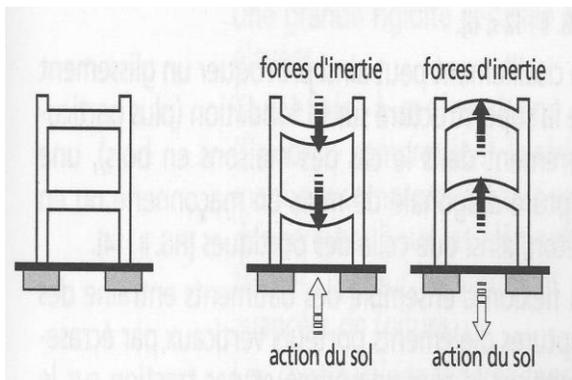


Figure I.9.b : Oscillations Verticales

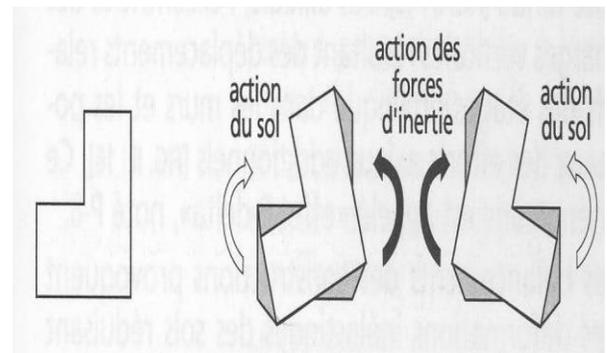
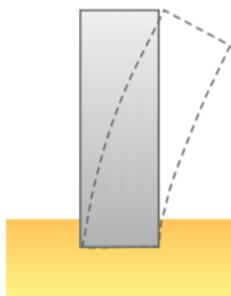


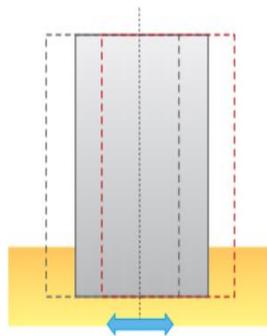
Figure I.9c : Oscillations de torsion

I.5.3 - Base de l'interaction sol-structure :

Aucune interaction



Avec interaction



Avec interaction

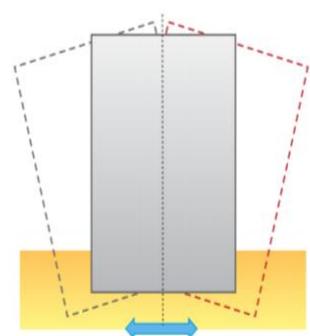


Figure I.10 : Trois types de mouvements d'un bâtiment avec ou sans interaction sol-structure

I.6 - Construction parasismique :

I.6.1 –Implantation :

- Étude géotechnique
- Effectuer une étude de sol pour connaître les caractéristiques du terrain.
- Caractériser les éventuelles amplifications du mouvement sismique.

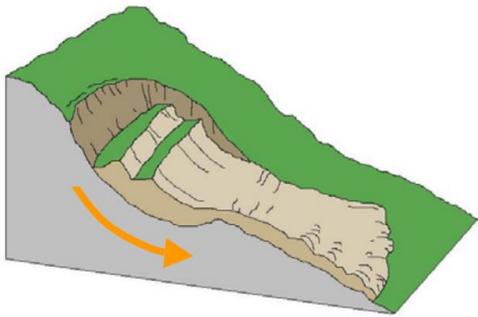


Figure I.12: Schéma sur le glissement du terrain

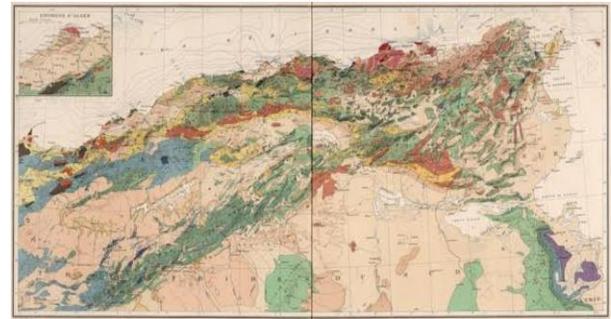


Figure I.11 : Extrait de carte géologique

- Se protéger des risques d'éboulements et de glissements de terrain
- Tenir compte de la nature du sol
- Extrait de carte géologique S'éloigner des bords de falaise, pieds de crête, pentes instables.

- Tenir compte de la nature du sol

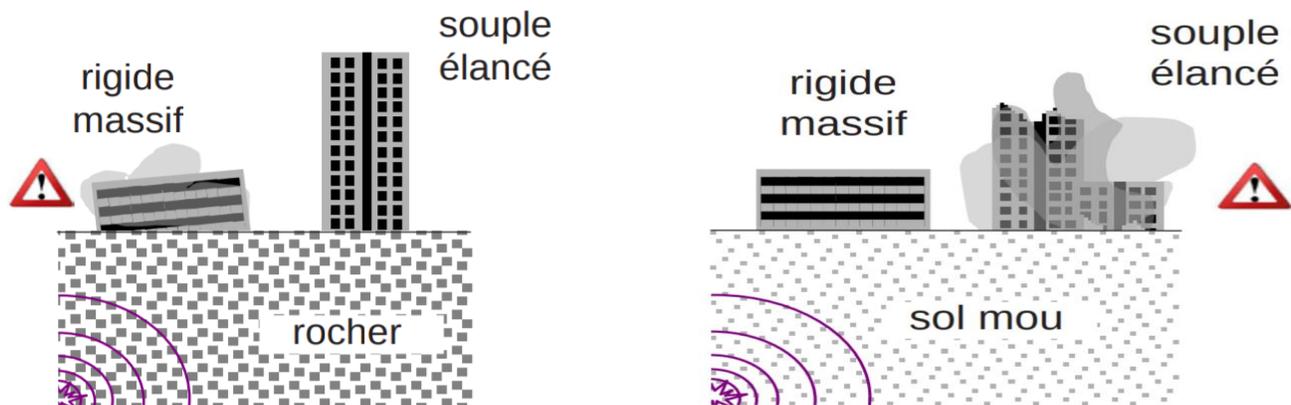


Figure I.13 : Schéma sur la Nature du sol

- Privilégier des configurations de bâtiments adaptées à la nature du sol.
- Prendre en compte le risque de la liquéfaction du sol (perte de capacité portante).

I.6.2 – Conception :

▪ Préférer les formes simples

- Privilégier la compacité du bâtiment.
- Limiter les décrochements en plan et en élévation.
- Fractionner le bâtiment en blocs homogènes par des joints parasismiques continus.

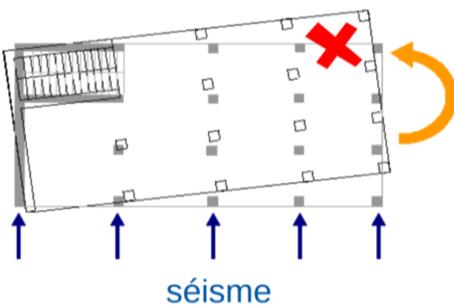


Figure I.15 : L'effet du séisme

▪ Assurer la reprise des efforts sismiques

- Assurer le contreventement horizontal et vertical de la structure.
- Superposer les éléments de contreventement.
- Créer des diaphragmes rigides à tous les niveaux.

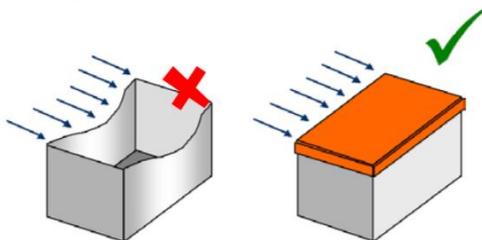


Figure I.17 : Limitation des déformations : effet « boîte »

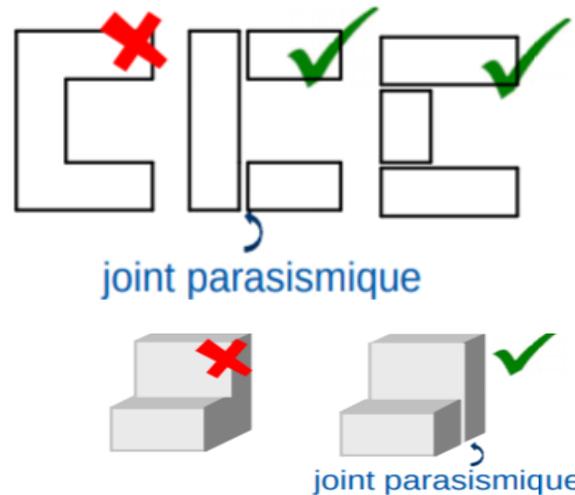


Figure I.14 : Formes simples avec joint parasismique

▪ Limiter les effets de torsion

- Distribuer les masses et les raideurs (murs, poteaux, voiles...) de façon équilibrée.

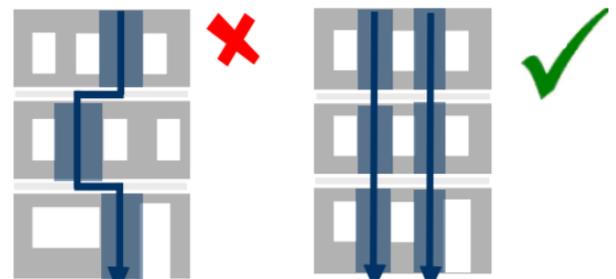


Figure I.16 : Superposition des ouvertures

▪ Appliquer les règles de construction

I.6.3 –Exécution :

- **Soigner la mise en œuvre**
 - Respecter les dispositions constructives.
 - Disposer d'une main d'œuvre qualifiée.
 - Assurer un suivi rigoureux du chantier.
 - Soigner particulièrement les éléments de connexion: assemblages, longueurs de recouvrement d'armature de recouvrement d'armatures.



Figure I.18 : Mise en place d'un chaînage au niveau du rampart d'un bâtiment.

- **Fixer les éléments non structuraux**
 - Fixer les cloisons, les plafonds suspendus, les luminaires ,les équipements techniques lourds.
 - Assurer une liaison efficace des cheminées, des éléments de bardage, etc., ...[8].

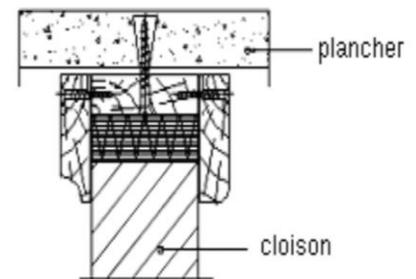


Figure I.19 : Liaison cloison-plancher

- **Utiliser des matériaux de qualité**



Figure I.20 : Matériaux de construction (Béton, Maçonnerie, Métal et bois).

I.7 - Conclusion:

Dans ce chapitre, on est arrivé à conclure qu'il est important de prévoir une étude géotechnique pour que la structure soit adaptée à la nature du sol qui joue un rôle très important pour une structure qui dure longtemps.

Chapitre II : Les Constructions métalliques.

I.1 - Introduction:

La construction métallique est un domaine de la construction, mais aussi de la mécanique ou du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrage en métal et plus particulièrement en acier.

II.2 - Charpentes en acier selon RPA :

II.2.1 - Conditions d'application :

La Conception, le dimensionnement ainsi que l'exécution des ossatures métalliques de bâtiments en zones sismiques doivent satisfaire simultanément aux règles énoncées dans le présent document et à celles prescrites par les autres règlements en vigueur.

Par ailleurs, zones sismiques, seuls les assemblages rigides sont autorisés (les assemblages semi rigides ne sont pas admis).

II.2.2 - Principe de cohérence (vent/séisme) :

Le Vent produit des effets plus défavorables que ceux produits par les combinaisons incluant le Pour du tout système structural, quand l'une des combinaisons d'actions incluant l'action séisme, le dimensionnement de ce système sera déterminé sur la base des combinaisons incluant le vent. Néanmoins, les dispositions constructives, ainsi que les limitations prescrites par les présentes règles pour ce système, demeurent applicables.

II.2.3 - Méthodes d'analyse :

Pour le calcul des sollicitations dans une structure, on doit utiliser les méthodes d'analyse. Les redistributions globales élastiques de moments obtenus par l'emploi de ces méthodes ne sont pas autorisées. Dans le cadre des présentes règles, l'utilisation des méthodes d'analyse globale plastique n'est pas autorisée.

II.3 - Portique auto stables ductiles

II.3.1 - Principes généraux :

La Conception, le dimensionnement, ainsi que l'exécution des portiques auto stables ductiles, doivent respecter les dispositions énoncées dans le présent paragraphe.

II.3.2 - Matériaux (aciers de construction) :

Les ossatures métalliques pour lesquelles les présentes règles sont applicables doivent être fabriquées à partir d'acier de construction laminé à chaud conforme aux normes en vigueur et respectant en plus les conditions suivantes :

a) Avoir une bonne soudabilité. En respectant les normes y afférentes.

b) Satisfaire aux critères de ductilités, de raffermissement et d'allongement à la rupture suivants :

- Critère de ductilité : $(\epsilon_u / \epsilon_y) \geq 20$

- Critère de raffermissement : $(f_u / f_y) \geq 1.2$

- Critère de l'allongement à la rupture : $A_r \geq 15$

Note : Comme règle générale, on peut admettre que pour les nuances d'aciers FE 360, FE430 et FE 510, les critères énoncés en (a) et (b) ci-dessus sont vérifiés.

c) Avoir des variations des limites d'élasticité réelles vis-à-vis des limites d'élasticité de calcul suffisamment faibles pour ne pas remettre en cause l'emplacement prévu des rotules plastique.

II.3.2.a - Notation :

f_y : résistance limite d'élasticité minimale spécifiée.

f_{yr} : résistance limite d'élasticité réelle.

f_u : résistance à la traction minimale spécifiée.

ϵ_y : Déformation élastique correspondant à la limite d'élasticité f_y .

ϵ_u : déformation ultime correspondant à la résistance à la traction f_u .

A_r : allongement à la rupture d'une éprouvette normalisée, mesuré sur une longueur entre repères de $5,65 \sqrt{A_0}$ où A_0 est l'aire de la section de l'éprouvette.

II.3.3 - Section transversales :

Les parois des sections comprimées et / ou fléchies des éléments dans lesquels des rotules plastiques sont susceptibles de se former pendant les déformations inélastiques des portiques doivent avoir un rapport largeur sur épaisseur b/t suffisamment faible pour prévenir les voilements locaux prématurés. Des valeurs maximales du rapport b/t pour des profils de section couramment utilisés.

II.3.4 - Assemblages :

- a) Chaque assemblage poteau-poutre d'un portique auto-stable doit être de type rigide et être capable de développer dans la poutre la capacité plastique totale de cette dernière.
- b) Dans le cas où les assemblages poteaux-poutres d'un portique auto stable sont boulonnées, ces assemblages doivent être conçus, calculés et réalisés comme des assemblages travaillant au cisaillement, de type résistant au glissement à l'état-limite ultime sous l'action sismique, et utilisant des boulons précontraints à haute résistance et à serrage contrôlé.
- c) Pour les aciers de construction dont la résistance ultime spécifiée est de moins de 1.5 fois la résistance limite d'élasticité spécifiée, les rotules plastiques devant se former dans les poutres, pendant les déformations inélastiques du portique, ne doivent pas apparaître en des endroits où l'aire de la semelle a été réduite, par exemple par des trous pour boulons. A titre indicatif, cette condition est remplie pour les aciers de nuances FE510.
- d) Les cordons de soudure des assemblages soudés des portiques auto-stables doivent être contrôlés par des méthodes de contrôle non destructif conformes aux normes, et ce, particulièrement pour les ouvrages des groupes 1A et 1B implantés en zone sismique III [9].

II.4 - Constructions métalliques :

Une charpente métallique est une structure généralement en acier composée d'éléments usinés en atelier et assemblés sur le chantier. Elle constitue une alternative économique et pratique à la construction traditionnelle. Elle nécessite cependant un certain nombre de compétences techniques pour sa conception ce qui peut expliquer quelle ait longtemps été réservée aux sites industriels et aux bâtiments de grande ampleur [10].

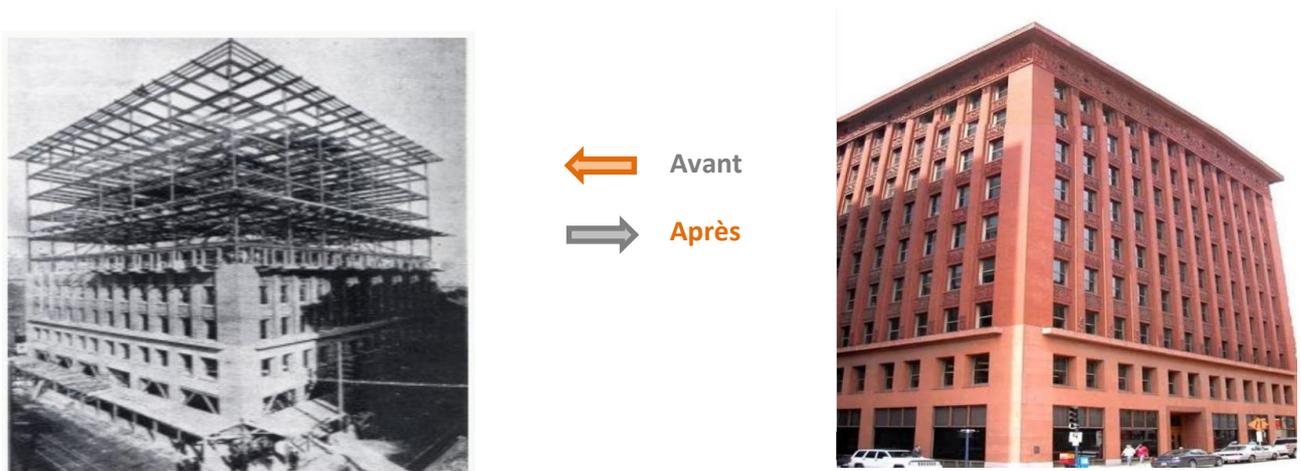


Figure II.1: Adler et Sullivan, wain wright building 1890 St. Louis.

Des exemples des constructions métalliques :



Figure II.2 : J.de Mailly, J.Depussé
J.Prouvé la tour Nobel- Paris.



Figure II.3 : Faster, Pariners -
Ste Marie Axe- Londres.

II.4.1 - La stabilité d'une construction :

La stabilité d'une construction résulte des dispositions prise par le concepteur pour éviter la ruine de celle-ci au cours de sa durée de vie En effet. Les constructions (ponts, bâtiments, char ponts, barrages...) doivent résister à un certain nombre de sollicitations ou charges dans des conditions habituelles (charge de service, neige, ...) ou même exceptionnelles (accident, séisme...) sans endommagement et sans mettre en danger les occupants.

II.4.2 - Le Problème de la stabilité des éléments et cadres en construction métallique :

Les Problèmes de stabilité sont classés en plusieurs catégories suivant que l'on étudie une structure dans son ensemble ou les différents éléments qui la composent. Les sujets sont présents a la suite par ordre de complexité, soit :

- La stabilité d'une barre (flambage) : on traite de l'analyse d'un élément linéaire à axe rectiligne (barre droite) soumis à des actions conduisant à des sollicitations d'effort normal N et une combinaison d'effort normale de flexion $N+M$.

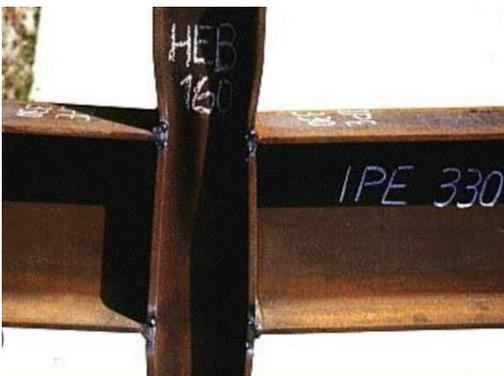


Figure II.4 : Flambement de l'âme d'un poteau.



Figure II.5 : Flambement des barres en X.

- Stabilité d'une poutre (déversement) : analyse d'un élément linéaire à axe rectiligne soumis à des actions conduisant à une sollicitation de moment de flexion M .
- Stabilité d'un élément linéaire et plans (flambage de cadre) : étude des cadres bi et tridimensionnelles.
- Stabilité d'une plaque ou d'une coque (voilement) analyse de plaques sollicitées par des charges agissant dans leur plan.

II.4.3 - Renforcements :

Le Renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service d'une construction pour en permettre l'utilisation dans les conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre des sollicitations dont il n'a pas été tenu compte dans les calculs (le séisme par exemple).

II.4.5 - Confortement/ renforcement de bâtiment existe en utilisant la méthode non destructive :

Cette méthode brevetée de confortement / renforcement des bâtiments existants en béton armé est appliquée en façades sans dégâts et sans interruption de leur fonctionnement. Elle consiste en l'application des panneaux supplémentaires placés sur le périmètre des bâtiments indépendamment. Fabriqués en acier ils sont fixés à la structure avec des liens (fixations) métallique étudiés à cet effet.



Figure II.6 : Confortement/renforcement des bâtiments existants.

Pendant un séisme la plupart des forces horizontales seront transférées à ces panneaux chargés réduites qu'ils recevront. Cette façon de procéder permet d'éviter l'application des rend possible l'ajout d'un ou de plusieurs étages. Même si cela n'a pas été prévu supplémentaire. Soulageant ainsi

les colonnes existantes, qui apposeront une résistance suffisante aux dans l'étude méthodes conventionnelles destructives. Telles que des chemisages du béton en même temps quelle initiale.



Figure II.7 : Confortement/ renforcement des bâtiments avec des panneaux paradant

II.5 - Les Contreventements :

En génie civil un contreventement est un système statique destine à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis avis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc..) il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou diversement).

II.5.1 - Le Principe des contreventements :

Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales qui comme les charges verticales doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction.

Pour ce faire deux approches sont possibles :

- **Structures auto stables :** les descentes de charge horizontales passent par les mêmes éléments de structure que les charges verticales (murs, coques, treillis, tridimensionnels portiques croisés...)
- **Structures contreventées :** les descentes de charges horizontales passent par des bispécifiques (systèmes articulés + contreventements...).

Les structures contreventées sont pour un grand nombre de partis architecturaux, moins couteuses que les structures auto stables. Les contreventements d'une structures doit être horizontal et vertical. La qualité des liaisons entre la structure et les éléments de contreventement, et en généralité la qualité de leur mise en œuvre, condition leur efficacité [11].

II.5.2 - Le choix de contreventement :

Le choix d'un système adéquat de contreventement est important dans le comportement des structures appelées à résister aux actions sismiques. Classiquement il y a trois types de contreventement :

- Structure de type en portique.
- Structure de type en panneau.
- Structure de type à contreventement centré.
- Structure de type à contreventement excentré. Ce type de contreventement se distingue par des comportements très différents sous l'action cyclique des charges horizontales alternées.

II.5.2.1 - Les Structures en portiques :

L'énergie communiquée par le séisme est dissipée dans l'ossature par la formation de rotules plastiques qui se trouvent le plus communément aux points de discontinuité géométrique et accessoirement aux points d'application des charges concentrées. Le fonctionnement de ce type de contreventement est bien connu. En général, si la ductilité de chaque élément est assurée, le bon fonctionnement de l'ossature est assuré. Dans ce cas la ductilité de l'ensemble est voisine de la ductilité du plus faible élément composant la structure.

Des essais expérimentaux d'ossatures en portiques à assemblages entièrement soudés sous l'action de charges horizontales alternées ont mis en évidence l'influence de certains paramètres.

- Les boucles hystérésis sont stables et peu affectées par la formation de rotules plastique.
- Les assemblages soudés se comportent bien et ils transmettent des efforts supérieurs à ceux pour lesquels ils ont été calculés, du fait du rôle décrusage de l'acier [12].

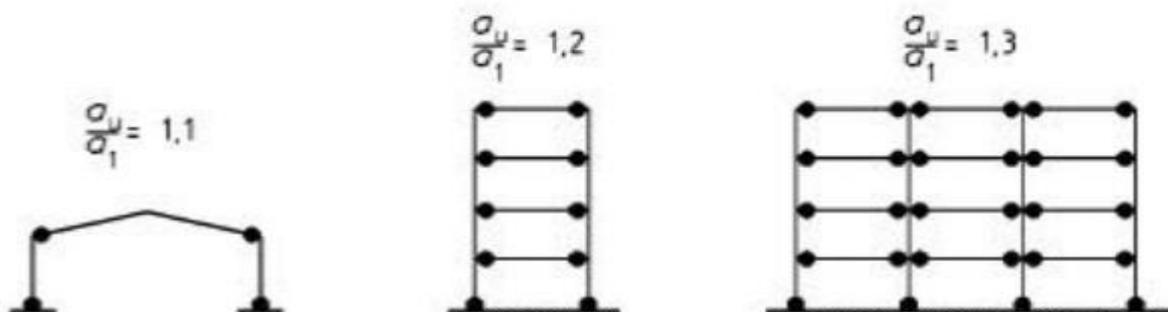


Figure II.8 : Ossatures en portiques (rotules plastiques dans les poutres et les pieds de poteaux).

II.5.2.1.a - Les Avantages et les inconvénients :

Pour le dimensionnement sous les charges verticales, la grande hyper-statisticité de l'ossature en portique constitue en permettant une redistribution des efforts des poutres vers les poteaux et par conséquent un gain de poids sur les poutres.

Parmi les inconvénients de ces systèmes, on peut citer :

- 1- La grande complexité des assemblages (cas des portiques spatiaux) conduit à une réalisation en atelier plus délicate, et nécessairement plus coûteuse ainsi qu'à une mise en œuvre sur chantier plus difficile.
- 2- La longueur de flambement des poteaux est supérieure à la hauteur d'un étage, due à un surdimensionnement des poteaux vis-à-vis de la stabilité au flambement moins favorable.
- 3- Vu l'importance des déplacements latéraux dans certaines structures latéralement souples, les effets de second ordre dans les poteaux sont non négligeables. La vérification et le dimensionnement des éléments structuraux doivent tenir compte, non seulement de l'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant, mais aussi des moments additionnels dus aux effets du second ordre. Les règlements spécifient un déplacement latéral global au niveau du dernier étage.

II.5.2.2 - Les Structures de type en panneau :

- **Les panneaux** de contreventement vertical, ou palées de stabilité, résistent aux efforts horizontaux dans leur plan et assurent la descente des charges dynamiques vers les fondations.
 - **Panneaux rigides** il s'agit de murs en maçonnerie, voiles en béton ou en béton armé... etc. les éléments de contreventement ainsi obtenus sont plus rigides que ceux des autres catégories. Leur efficacité ne doit être réduite par des percements.
 - **Voile en béton armé** les voiles sont des éléments de structure généralement verticaux, porteur rigide en béton armé destiné à transmettre les charges latérales dans les fondations avec une section transversale allongée, avec un rapport longueur/épaisseur supérieur à 4.
- Fixes à la base de sorte que la rotation relative de la base que par rapport au reste du système structural soit empêchée.
- Les bâtiments avec voiles en béton armé ont montré un excellent comportement sous l'action sismique même lors des séismes majeurs. [13].



Figure II.9: Une Construction contreventée par voile en béton armé.

II.5.2.3 - Les Structures à barres centrées :

Les Structures avec triangulation à barres centrées sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement pour des éléments soumis à des efforts normaux. Une bonne topologie est telle que la stabilité de l'ossature soumise à l'application des forces horizontales d'une direction donnée soit assurée même si on enlève de l'ossature toutes les diagonales comprimées. Une telle topologie est considérée comme dissipative car les barres tendues se plastifient.

On distingue plusieurs types d'ossatures avec triangulation à barres centrées.

- **Ossatures à triangulations diagonales :**

Dans ce cas la résistance aux charges horizontales peut être assurée par les seules diagonales tendues et en négligent dans les calculs l'existence des diagonales comprimées.

- **Contreventement en X (croix de saint André) :**

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas situer sur une même travée. Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.



Figure II.10: Structures métalliques contreventées par des palées de stabilité en X

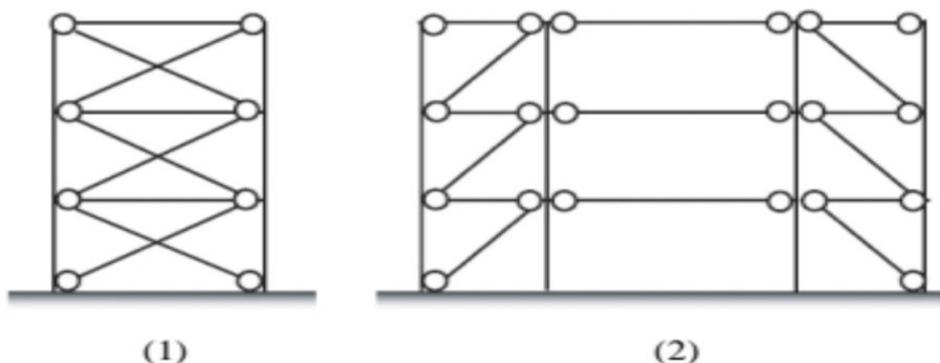


Figure II.11 : Schéma d'un contreventement en X (1) diagonales sur la même travée, (2) diagonale sur deux travées différentes.

• **Ossatures à triangulations en V :**

Dans ce cas la résistance aux charges horizontales demande de considérer à la fois les diagonales tendues et comprimées. L'inconvénient dans ce cas est que les diagonales comprimées flambent. Ce type de contreventement est moins dissipatif. Cependant, il possède une certaine ductilité si les poutres sont dimensionnées sans tenir compte de leur appui sur le V.

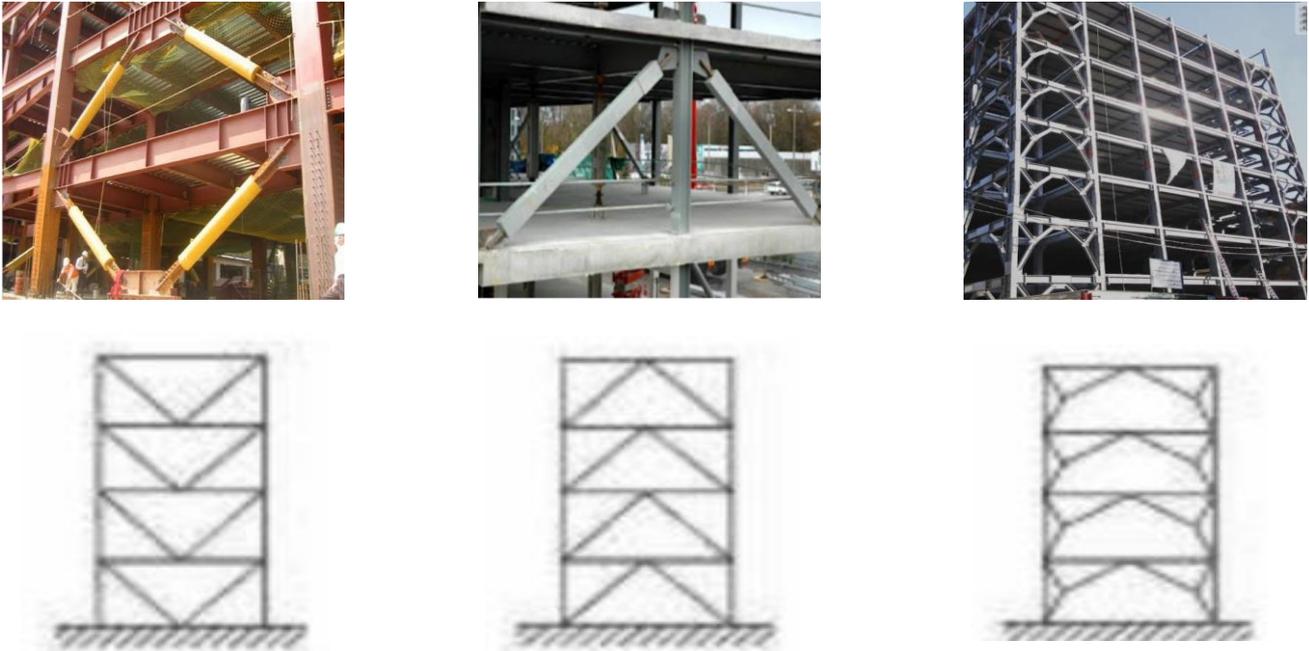


Figure II.12 : Contreventements triangulés centrés (Palée en V et V inversé).

• **Ossatures à triangulation en K**

Dans ce cas l'intersection des diagonales se trouve sur le poteau. Ces ossatures ne sont pas dissipatives. Dès qu'il y'a flambement d'une diagonale comprimée, la résistance du cadre de contreventement correspond à celle d'un portique dans lequel des rotules plastiques se forment à mi-hauteur dans les poteaux.

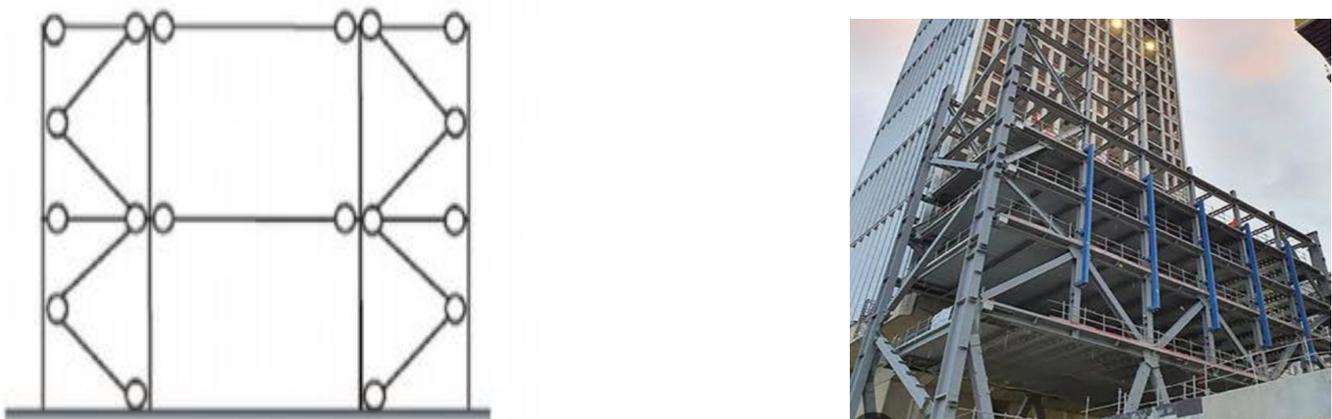


Figure II.13 : Structure métallique avec contreventement en K.

II.5.2.4 - Ossatures à contreventement excentré :

Ce type a été mis en évidence aux Etats Unis et au Japon. Il présente un triple avantage :

- Réduit la flexibilité du système à portiques.
- Améliore le manque de capacité de dissipation d'énergie constaté dans le système à barres centrées.
- Offre un meilleur espace pour le type de conception architecturale souhaitée : on peut concevoir des constructions à grandes portées.

Dans ce système les efforts sont repris par les diagonales et une partie des traverses par flexion et/ou cisaillement en fonction de la longueur de celles-ci. Cette partie de la traverse s'appelle zone active.

Du point de vue ductilité, pour ces types de contreventement, les études menées vérifient les hypothèses de celle-ci sur le matériau, l'élément et la structure.

Les études menées portent sur la résistance et la stabilité de ce type de structures. Pour ce dernier cas le règlement parasismique algérien n'évoque aucune valeur à prendre en compte. Il est vrai que ce type d'ossatures est très peu connu. Nous voulons à travers cette étude aider à ce que ce type se développe car il présente des avantages comme signalés précédemment [14].



Figure II.14: Bâtiments avec des contreventements excentrés.

II.5.2.5 - Contreventement par noyau de stabilité :

Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours).

La stabilité des immeubles-tours à usage habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et les planchers.

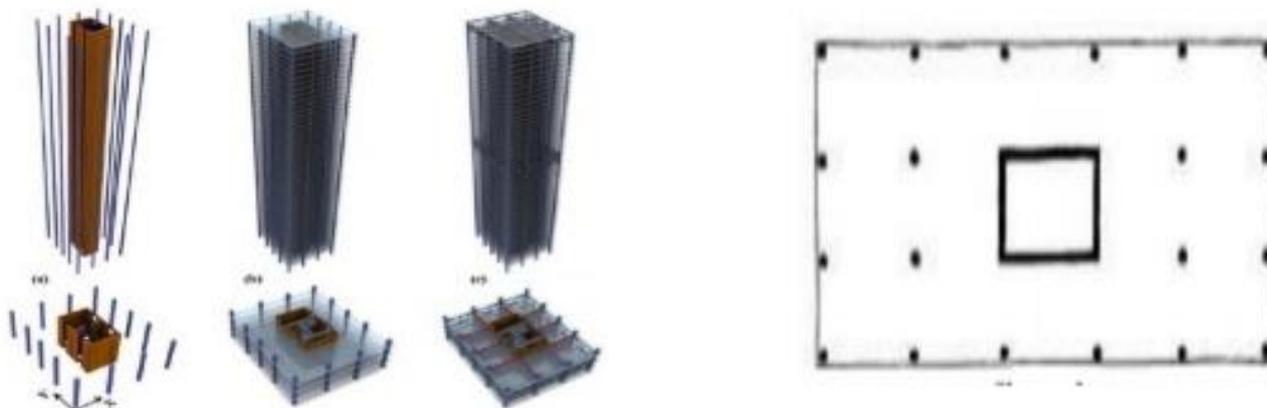


Figure II.15 : Vue en plan d'un bâtiment à Noyau de stabilité.

Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales.

Le bâtiment dans ce cas est contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontale [15].

II.6 - Coefficient de comportement :

Le Coefficient de comportement R permet de prendre en compte la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Les valeurs de référence de ce coefficient sont données dans le tableau (4.1) conformément aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

II.7 - Conclusion:

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux .Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art.

Chapitre III: Les Structures mixtes

III.1 - Introduction :

Les Structures mixtes sont connues pour former un élément structure très économique. Une section transversale mixte est composée d'au moins de deux sections transversales partielles avec différents matériaux. En réunissant structurellement ces différentes composantes, ses bonnes résistances peuvent être exploitées pour aboutir à une conception très efficace et légère dans laquelle la capacité portante peut augmenter jusqu'à un facteur de deux et la rigidité peut augmenter jusqu'à un facteur de trois.

Une grande variété de matériaux sont combinés dans une section transversale telles que :

- Béton-béton.
- Béton-bois.
- Béton-acier.

Dans les éléments mixtes l'adhérence entre les composants n'existe pas naturellement. La solidarisation doit être obtenue au moyen d'organes de liaison, appelés connecteurs.



Figure III.1 : Une Structure mixte Bois-Acier



Figure III.2: la gare de TGV de sot olas à Lyon mixtes béton-Acier.



← Avant
→ Après



Figure III.3 : Une structure mixte, Thrivent Financial Building.

III.1.1 - Les domaines d'utilisation des structures mixtes béton / acier :

Les structures mixtes acier-béton ont trouvés ces diverses actuelles applications car ces deux éléments combinent, très efficacement et en concomitance, la haute résistance à la traction de l'acier et la haute résistance à la compression du béton ce qui conduit à une structure économique. Les structures mixtes se caractérisent par des capacités de charge élevées avec de petites dimensions et de grandes portées [16].

- ❖ Les ouvrages d'art.
- ❖ Les hangars.
- ❖ Les gradins.
- ❖ Les constructions industrielles.
- ❖ Les équipements de loisir.



Figure III.4 :Construction mixtes Acier-Béton.

- ❖ Les établissements d'enseignement.
- ❖ Les galeries commerciales.
- ❖ Les parkings [17].



Figure III.5 : Structure mixte un stade de Rugby, Yves du Manoir.

III.1.2 - La Complémentarité Acier/Béton :

La structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui sont deux matériaux de nature et de propriété différente ce qui permet d'exploiter leurs caractéristiques favorables, ces deux matériaux révèlent complémentaire :

- ❖ Le béton pour résister aux efforts de compression.
- ❖ L'acier pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants.
- ❖ Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- ❖ Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- ❖ L'acier permet de rendre la structure ductile [18].

Tableau III.1 : La différence entre le béton et l'acier.

Béton	Acier
<ul style="list-style-type: none"> ✚ Portées limitées. ✚ Facilité d'exécution. 	<ul style="list-style-type: none"> ✚ Franchir les grandes portées. ✚ Nécessite une grande précision et une main d'œuvre qualifiée.
<ul style="list-style-type: none"> ✚ Bonne isolation thermique et acoustique. ✚ Résiste à la compression et ne résiste pas à la traction. 	<ul style="list-style-type: none"> ✚ Mauvaise isolation thermique et acoustique. ✚ Résiste à la traction et ne résiste pas à la compression.
<ul style="list-style-type: none"> ✚ Aspect de lourdeur. ✚ Coffrage et durcissement lent. 	<ul style="list-style-type: none"> ✚ Aspect de légèreté. ✚ Montage rapide.

III.2 - Les éléments de construction :

Un élément mixte est généralement porteur, il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes :

- Les poutres mixtes.
- Les dalles mixtes.
- Les poteaux mixtes.

La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau est sollicitée en compression, souvent combinées avec flexion.

a) Les Poutres en acier:

Une poutre en acier, s'agit en général d'un profilé en acier à une liaison avec une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent (cas A) ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier (cas B) ou une série de pré-dalles (cas C).

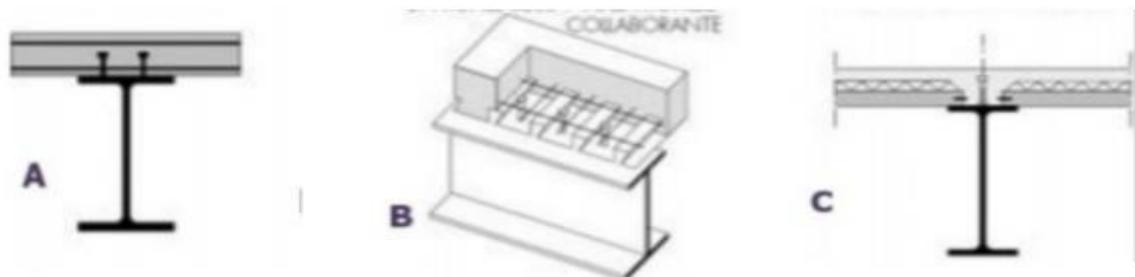


Figure III.6 : Poutres en acier (A-B-C).

La forme en T:

Est la plus classique comme le résultat de l'association, par des connecteurs, de la dalle et d'un profilé en acier (laminé ou reconstitué soudé).

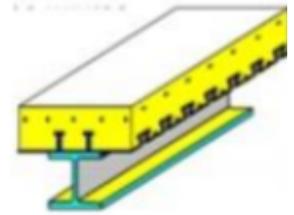


Figure III.7 : P.M. en T

Les poutres métalliques en caisson :

Constituées d'un profilé creux laminé, pour de petites sections mixtes, cette solution peut offrir l'avantage d'une plus grande stabilité au déversement.

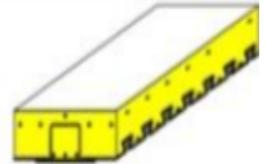


Figure III.8 : P.M. en caisson

Les poutres mixtes partiellement enrobées :

Consiste à remplir de béton armé des deux chambres du profilé, apparaît beaucoup plus intéressante, dans la mesure où elle permet d'augmenter la durée de tenue à l'incendie sans avoir à protéger le profilé par une peinture intumescente, par un enduit ignifuge.

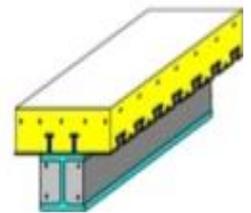


Figure III.9: P.M. part. enrobée

Poutre mixte à treillis :

La plus utilisée dans le domaine de l'architecture et de l'ingénierie elle permet de franchir sans difficulté de grande portée tout en facilitant le passage des gaines techniques. La membrure supérieure de la poutre mixte est constituée de la dalle en béton liée par des connecteurs à la membrure métallique.

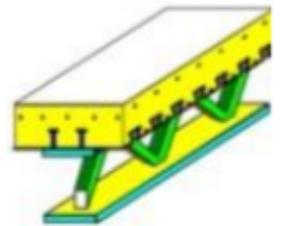


Figure III.10: P.M. à treillis

b) Les Planchers mixtes :

- Plancher non collaborant avec pré-dalles en béton armé.
- Plancher collaborant avec dalles en béton armé coulées sur place.

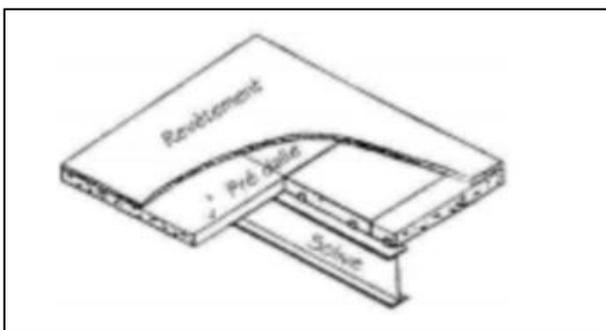


Figure III.11 : Plancher non collaborant avec pré-dalles en béton armé.

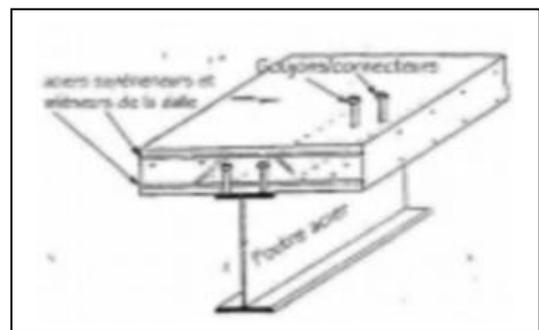


Figure III.12 : Plancher collaborant dalles en béton armé coulée sur place.

- Plancher collaborant avec dalles en béton armé sur coffrage perdu (plancher nervure).
- Plancher à poutrelles intégrées ou plancher avec poutres à talon.

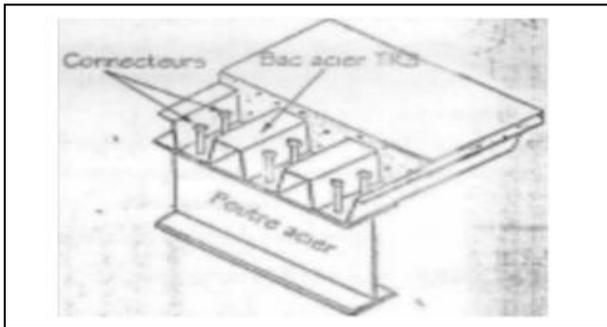


Figure III.13 : Plancher nervure.

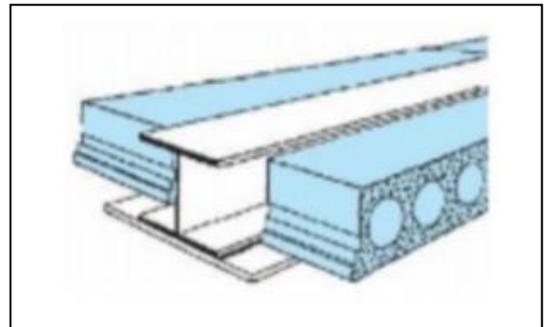


Figure III.14 : Plancher à poutrelles.

c) Poteaux mixtes :

Il existe une grande variété de poteaux. Les plus courants présentent une section carrée ou rectangulaire, obtenue à partir d'un profilé en acier, de type I ou H, enrobé totalement de béton ou partiellement enrobé dans les deux chambres comprises entre lames et les semelles.

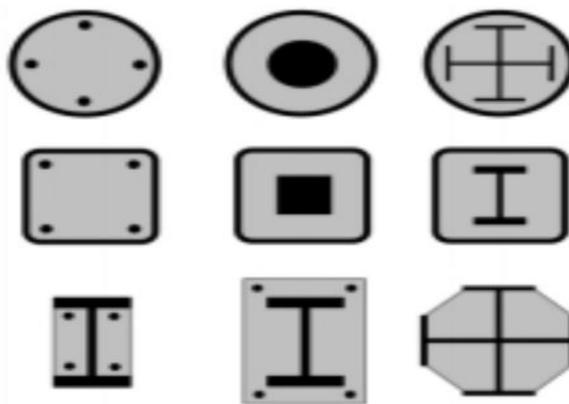


Figure III.15 : Schéma des poteaux mixtes enrobés.

III.2.1 - Les Poteaux mixtes enrobés de béton :

La forme structurale des colonnes mixtes de section en I ou en H laminée enrobée de béton est souvent employée comme colonnes de longueur intermédiaire, pour lesquelles le global et les charges locales de voilement sont étroits. L'interaction entre les deux modes de voilement est prise en compte dans la conception par une constante empirique d'interaction. La prévision Théorique / numérique d'une telle constante est présente par Evert J.Barbero. La théorie de stabilité est employée pour démontrer l'existence de latence d'interaction entre les modes de voilement. La méthode de suite est employée pour étudier la sensibilité d'imperfection des colonnes. Un rapport entre l'imperfection de colonne et la constante d'interaction est établi.

Marinopoulou, Balopoulos, Kalfas ont travaillé sur les sections mixtes partiellement enrobés, ils ont présenté une méthode pour simuler les colonnes mixtes acier béton des sections transversales doublement symétriques et partiellement enrobées, comme colonnes en acier équivalentes de section transversale factice, pour les buts de l'analyse élastique linéaire. Les derniers comprennent la section transversale en acier réelle et deux paires supplémentaires de plaque, une perpendiculaire à l'enchaînement à mi-hauteur et une perpendiculaire aux ailes horizontales à mi-largeur. Les dimensions de plaque sont choisies pour assortir la résistance à la compression et la rigidité à la flexion principale de la section mixtes. Les résultats d'équivalence de section dans trois équations algébriques pour les dimensions des plaques supplémentaire, en termes de géométrie de la section réelle et propriétés de matériaux acier-béton et des barres armaturés.

- **Poteau entièrement enrobé :**

- Nécessite de coffrer le périmètre.
- Bétonnage le plus souvent avant montage.
- Aucune peinture ne doit être appliquée sur le profilé.
- Nombre de connecteurs réduit à la zone de transfert des charges entre le plancher et la colonne.
- Résistance au feu structurelle très élevée.

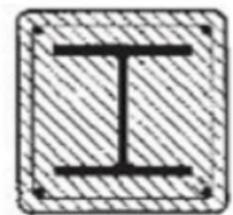


Figure III.16 :
Poteau entièrement

- **Poteau partiellement enrobé :**

- Ne nécessite pas de coffrage.
- Bétonnage au sol à plat avant montage.
- Une connexion mécanique (goujons ou autres) est nécessaire sur toute la hauteur de la colonne.
- La résistance au feu structurelle nécessite un certain surdimensionnement par rapport au service normal.

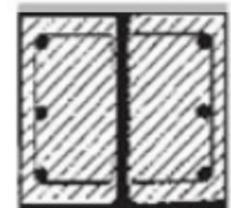


Figure III.17 :
Poteau partiellement

- **La Section cruciforme :**

La Section cruciforme fait appel à deux profilés, identiques ou non, dont l'un est découpé en deux T qui sont ensuite ressoudés de part et d'autre de lame du second.

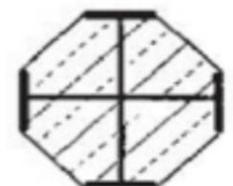


Figure III.18 :
Section cruciforme.

- **La Section rectangulaire :**

Pour un poteau rectangulaire, avec un profilé de grande hauteur, il faut renforcer le profilé dans chaque chambre par d'un ou de plusieurs petits profilés en H ou en T à ailes épaisses, soudés sur lame.

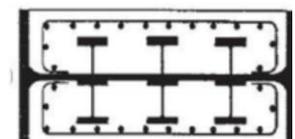


Figure III.19 : Section rectangulaire.

- **Poteaux mixtes : profilés creux remplis de béton :**

Il existe un autre type de poteau qui sont des poteaux mixtes constitués de profilé creux remplis de béton, de forme carrée, rectangulaire ou circulaire répondant à certains critères architecturaux et économiques.

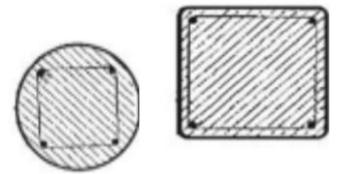


Figure III.20 : Sections carrée et circulaire

- **Profilé de section I ou H, positionné à l'intérieur d'un profilé creux circulaire :**

La présence de barres longitudinales d'armature joue un rôle essentiel si le poteau doit satisfaire à une durée de résistance au feu de 90 ou 120 min, dans certains cas, il arrive qu'un profilé en acier, de section I ou H, soit positionné à l'intérieur d'un profilé creux circulaire.

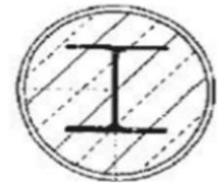


Figure III.21 : Section I à l'intérieur d'un profilé creux circulaire

En raison du développement dans le Domaine de la construction mixte, plusieurs recherches dont le but est d'améliorer le comportement des poteaux mixtes sous différents cas de chargement, on a créé des sections dont les propriétés sont différentes de celles des sections classiques connues (circulaire, carré, rectangulaire, et section I ou en H).

L'utilisation des poteaux tubulaires en acier remplis de béton est devenue de plus en plus populaire en structure de génie civil. La perfection des poteaux dans les propriétés structurales peut être atteinte parce que le tube en acier fournit le confinement pour le béton et le noyau du béton peut empêcher le voilement centripète du tube. Cependant, beaucoup d'études ont prouvé que la performance d'une section remplie de béton ou le tube en acier soit carré ou rectangulaire n'est pas aussi bon que ses contre-parties circulaires [19].

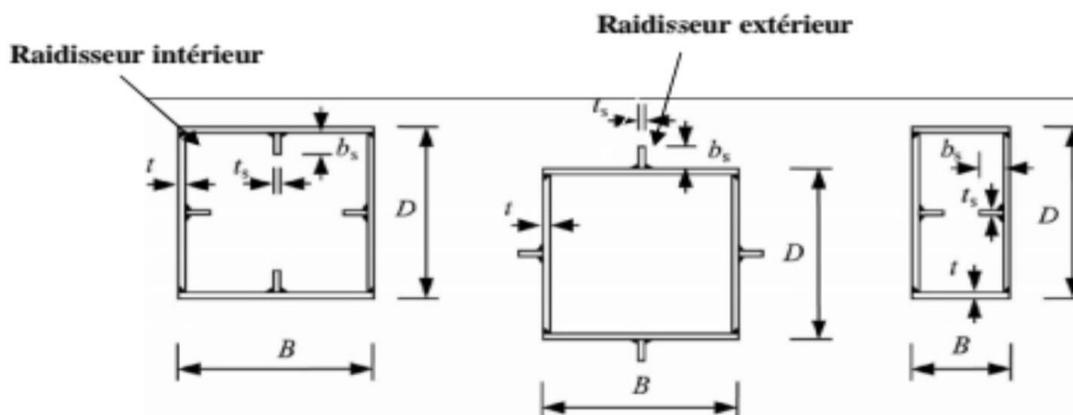


Figure III.22 : Poteaux mixtes avec un (1) raidisseur de chaque côté.

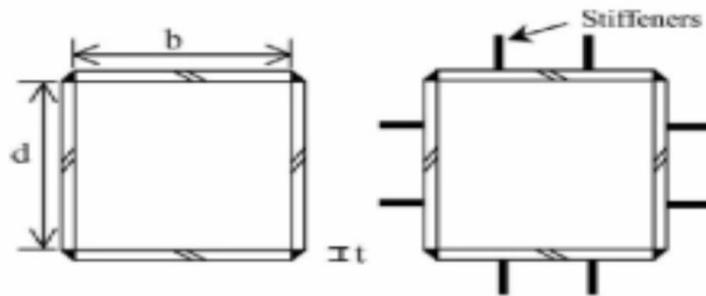


Figure III.23: Poteaux mixte avec deux (2) raidisseurs de chaque côté.

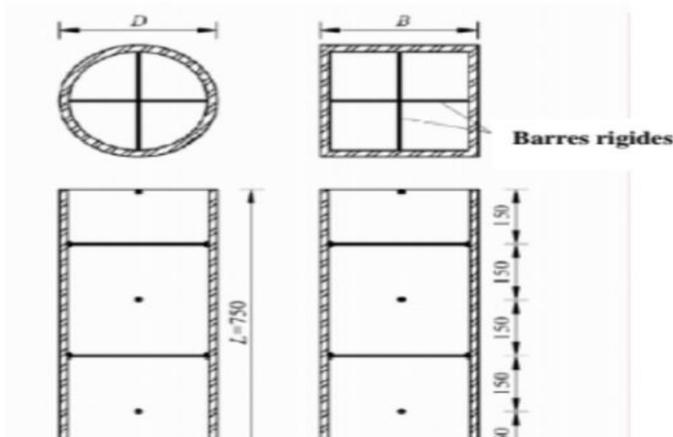


Figure III.24 : Des poteaux mixtes section à barres croisées.

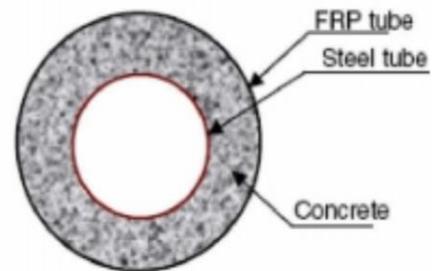


Figure III.25 : Section droite des poteaux mixtes en double peaux.

III.2.2 - Matériaux utilisés :

III.2.2.1 - Tube en acier :

La totalité des sections classiques des poteaux tubulaires remplis de béton sont produites de l'acier de différentes nuances, et limites élastiques, on a même travaillé sur des aciers de haute résistance pour améliorer le comportement des poteaux mixtes, mais dernièrement on a pu développer d'autres matériaux de construction dont l'objectif est d'améliorer le comportement physiques, chimique, ainsi que comportement mécanique des tubes produits à base de ces matériaux.

III.2.3 - Béton :

III.2.3.1 - Béton léger (béton de pouzzolane) :

Une série d'essais a été réalisé par M.Mouli et H.Khelafi pour déterminer le comportement des poteaux mixtes courts sous charge de compression axiale ; des sections creuses rectangulaires ont été employées dans les essais, ces sections ont été remplies de béton normal, et d'autres de béton léger, la pouzzolane a été employée comme composant global léger dans le deuxième béton.

III.2.3.2 - Béton de haute résistance :

De l'autre part Kefeng, John et Xingcheng ont travaillé sur un béton de haute résistance ils ont montré que l'augmentation de l'effort de compression est directement proportionnelle au confinement. La résistance de ces poteaux soumis à un chargement concentrique en utilisant la méthode EC4.

III.2.3.3 - Béton auto-plaçant (BAP) :

Le Béton auto-plaçant, aussi nommé béton auto-nivelant (BAN) ou bien béton auto-compactant, est un béton se différenciant des autres par son importante fluidité. Une caractéristique ayant longtemps été recherchée dans le domaine de la construction afin de faciliter la mise en œuvre du béton sur les chantiers. Il était fréquent de rajouter de l'eau au mélange afin d'obtenir un béton plus fluide mais cela le fragilisait. Il est employé dans de nombreuses applications :

- Dalles.
- Raders.
- Plancher chauffant.
- Poteaux, Poutres et voiles.
- Fondations superficielles.

Le BAP est régulièrement utilisé dans ces applications car il se met en place aisément et sa vibration, tout en ayant une excellente qualité [20].

III.3 - Définition des connecteurs :

Les connecteurs de cisaillement sont des articulations qui peuvent être utilisées pour réparer un bâtiment ou un objet en béton ou en acier.

III.3.1 - Rôle des connecteurs :

Le rôle principal des connecteurs est de lier les différents éléments de la structure ainsi il permet d'empêcher, ou au moins de limiter, le glissement pouvant se produire entre les matériaux de propriété différentes.

Un autre rôle des connecteurs est de s'opposer à la séparation des deux matériaux transversalement à leur interface. Ce rôle, qui ne demande pas d'efforts aussi importants que venant du cisaillement longitudinal.

III.3.2 - Type de connexion :

Selon l'importance de l'effort de cisaillement longitudinal à transférer entre les deux matériaux, on distingue deux modes de connexion : la **connexion complète** et la **connexion partielle**.

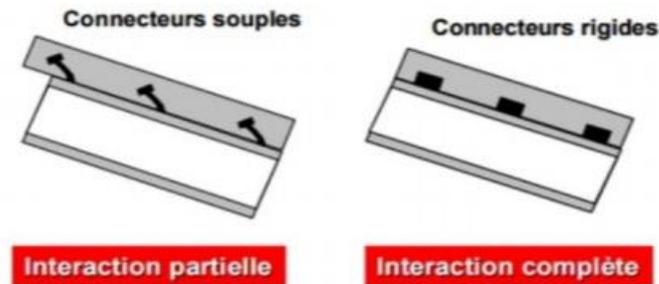


Figure III.26: Types de connexion.

III.3.1- Avantage et inconvénients des structures mixtes:

III.3.1.1 - Avantages :

- Grande portée.
- Offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.
- Domaine d'utilisation très varié.
- Rapidité d'exécution.
- Coût réduit.
- La légèreté.
- La résistance au feu.
- Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire durant la vie d'un bâtiment.

III.3.1.2 - Les inconvénients:

- Assemblages des éléments difficiles et nécessite une main d'œuvre qualifiée [21].

III.4 - Conclusion:

Ces dernières années, la construction mixte acier-béton est devenue de plus en plus populaire. La popularité des structures mixtes provient de la forme structurelle simple et appropriée, les structures mixtes ouvrent une multitude de nouvelles possibilités dans la construction de pont, la construction en étages modernes et la construction industrielle.

Chapitre IV: Etude sismique d'un bâtiment en charpente métallique.

IV.1 - Présentation de l'ouvrage :

Le Projet faisant l'objet de la présente étude, des bâtiments en charpente métallique à usage bureautique de plusieurs étages R+3, R+7 et R+11 avec un système de contreventement par différents types de barres en 27 variantes, 04 paramètres en deux différents emplacements dont deux avec des barres en profilé HEB et avec double cornières 200 x 200 x 24 et deux autres avec CFST carré et circulaire (palées en Λ au milieu et aux extrémités des structures).

La Structure est d'une surface de **200 m²**, soit un bâtiment d'une longueur de **20 m** et d'une largeur de **10 m**.

IV.1.1 - Localisation et données concernant le site :

Le Bâtiment est implanté dans la wilaya de Chlef, cette région est classée en zone de forte sismicité (**Zone III**) selon les règles parasismiques Algérienne en vigueur R.P.A 99, version 2003.L'ouvrage est à usage administratifs (bureaux) donc il appartient à un groupe d'usage **2** avec un site ferme d'une catégorie S2 avec une contrainte admissible du sol de **2,5 bars**.

- Le Site est classé dans la zone II pour le vent et en **zone B** pour neige.
- Altitude par rapport au niveau de la mer de **116 m**.

IV.1.2 - Les Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

• En Plan

- Longueur en plan **20 m**.
- Largeur en plan **10 m**.

• En élévation

- Hauteur RDC **3,30 m**.
- Hauteur d'étage courant **3,00 m**.
- Hauteur totale (R+3)**12,30 m**.
- Hauteur totale (R+7)**24,30 m**.
- Hauteur totale (R+11) **36,30 m**.

IV.1.3 – Matériaux utilisées dans cet ouvrage :

IV.1.3.1 – Béton, et ses caractéristiques:

- Béton à dose de 350 kg/m³.

- **Les Caractéristiques du béton :**

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de la Compression par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}.$$

a) - La Contrainte limite :

La Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

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

b) - État limite de service :

La Contrainte de compression limite de service est donnée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$.

c) - Contraintes de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = \mathbf{3,25 \text{ MPa}}$.
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = \mathbf{2,5 \text{ MPa}}$.

d) - Coefficient de Poisson :

Selon le CBA93 [5], les valeurs sont les suivantes :

- $\nu = \mathbf{0}$ à l'ELU.
- $\nu = \mathbf{0,2}$ à l'ELS.

e) - État limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_t \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_b = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

IV.1.3.2 - Types des profilés, ses caractéristiques et leur dimensionnements :

- Poteaux : HEB 450.
- Poutres principales : HEB 340.
- Poutres secondaires : HEB 300.
- Poutrelles : IPE 300.
- Tubes en acier carré et circulaire.

Tableau IV.1 : Les Caractéristiques des Profilés en acier.

Profilés	Poids Commercial	Dimensions					Section	Surface		Mètres / Tonne		
		h	b	T _w	T _F	r		A	A _L		A _G	
	Kg/m	mm					cm ²	m ² /m	m ² /t	m/t		
HEB 450	174,38	450	300	14	26	27	217,98	2,026	11,62	5,73		
HEB 340	136,72	340	300	12	21,5	27	170,90	1,810	13,24	7,31		
HEB 300	119,26	300	300	11	19	27	149,08	1,732	14,52	8,38		
IPE 300	43,05	300	150	7,1	10,7	15	53,81	1,160	26,95	23,23		
Profilés	Valeur Statistiques									Dimensions de Construction		
	Axe Fort Y - Y					Axe Fort Z - Z						
	I _y	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	i _z	h _i	d	Ø
	cm ²	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	mm	mm	
HEB 450	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	398	344	M27
HEB 340	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646	985,7	7,53	297	243	M27
HEB 300	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	262	208	M27
IPE 300	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	278,6	248,6	M16

IV.1.3.2.a - Propriétés de l'acier laminé :

Tableau IV.2 : Tableau 3.1 des valeurs nominales de fy et fu du D.T.R.-BC-2.44, Page 15.

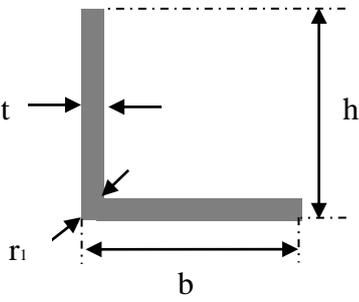
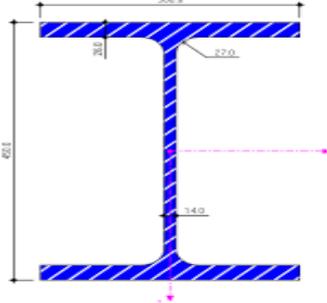
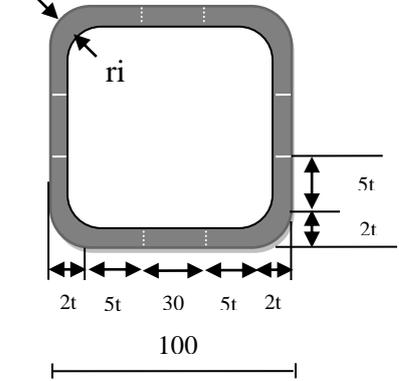
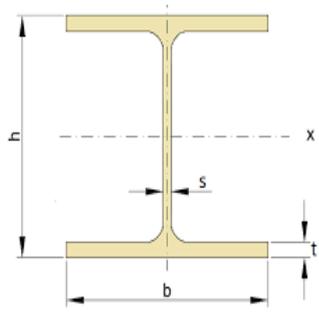
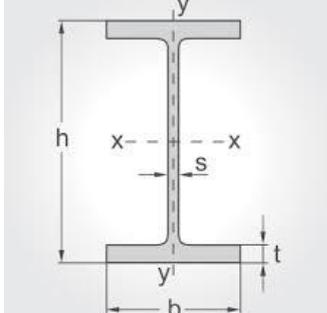
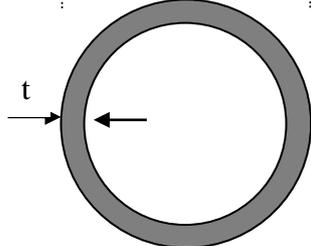
Nuance d'acier EN 10025	Résistance	
	Résistante limite d'élasticité fy (N/mm ²)	Résistante à la traction fu (N/mm ²)
Fe 360	235	360

Tableau IV.3 : Tableau 3.2 des coefficients usuels de l'acier du D.T.R.-BC-2.44, Page 15.

Valeur de Calcul des coefficients usuels de l'acier	
Module d'élasticité longitudinale (M. de Young)	E = 210 000 N/mm ²
Module de cisaillement	G = E / [2(1 + ν)]
Coefficient de Poisson	ν = 0,3
Coefficient de dilatation	α = 12 x 10 ⁻⁶ par °C
Masse volumique	ρ = 7850 kg/m ³

IV.1.3.2.b - Profilés en acier et ses dimensionnements :

Figure IV.1: Dimensionnements des profilés utilisés dans la structure à étudier.

Profilés		
<p>Cornière à l'aile égale</p> 	<p>HEB 450</p> 	<p>Tube d'acier carré 100 x 100 x 5 mm</p> 
<p>HEB 340 / 300</p> 	<p>IPE 300</p> 	<p>Tube d'acier circulaire 100 x 100 x 5 mm</p> 

IV.1.3.1 - Règlements :

- Règlement parasismique algérien RPA 99, Version 2003 et l'Eurocode 08.
- Règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).
- DTR B -C2.44 (CCM 97) et l'Eurocode 03.

IV.1.4 - Descente des charges :

Le but de cette étape est de définir les différentes charges agissantes sur notre structure : les charges permanentes, d'exploitation. Qui ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il ya des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

- **Surcharge :**
- Charge permanente : $G = 3,2 \text{ kN/m}^2$.
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/ m}^2$.

1- La Charge Permanente :

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

- Plancher terrasse inaccessible.....**5,35 kN/m²**.
- Plancher étage courant.....**3,2 kN/m²**.

• **Plancher étage courant :**

Pour cette construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure IV.1.

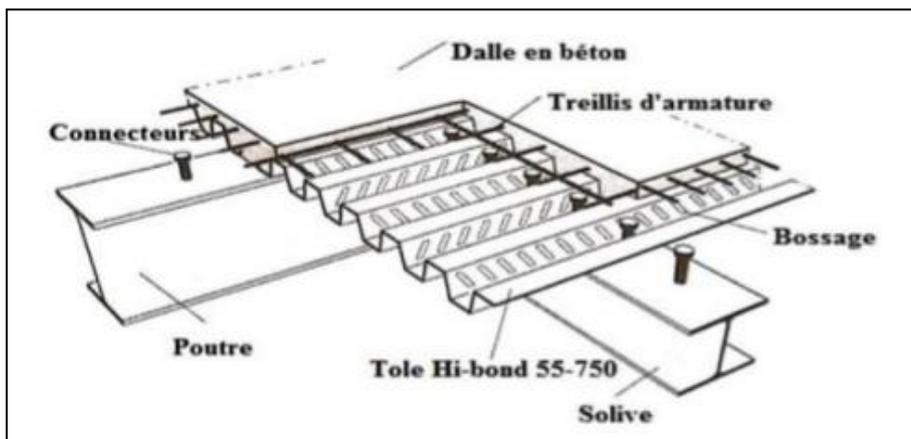


Figure IV.2 : Plancher d'étage courant

- Les Bacs aciers sont de type HI-Bond 55- 800.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 10 cm.
- Les Planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La Liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- Les Planches mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

Tableau IV.4 : Charge permanente d'un plancher étage courant.

Désignation élément	Epaisseur [cm]	Densité	Poids [kN/m ²]
Mortier de pose + grés cérame	3	20	0,6
Dalle BA	10	25	2,5
HI Bond 55			0,1

• Plancher terrasse inaccessible :

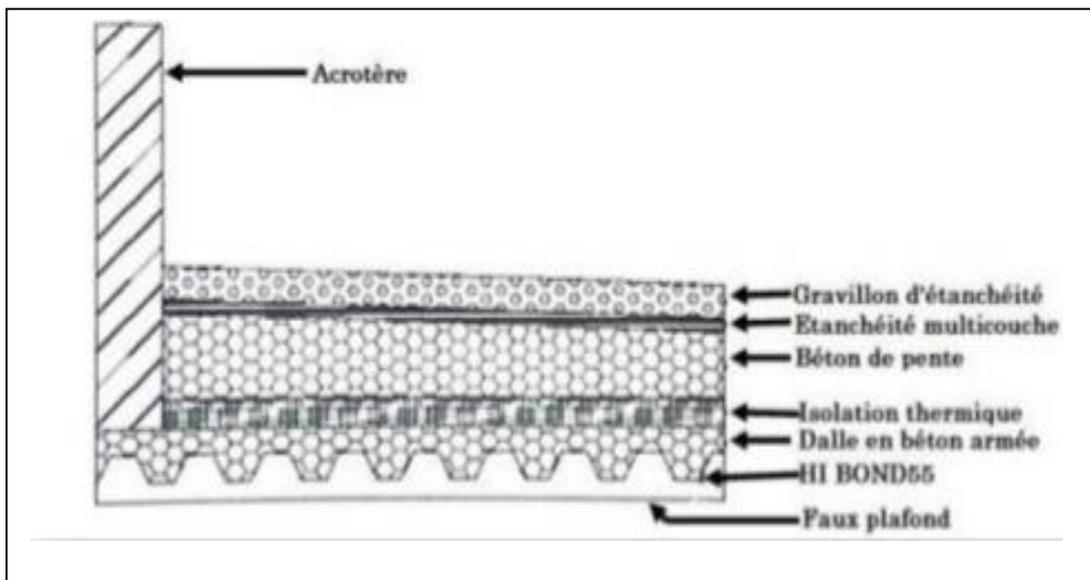


Figure IV.3 : Plancher terrasse inaccessible.

Tableau IV.5 : La charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.

Désignation élément	Epaisseur [cm]	Densité	Poids [kN/m ²]
Gravillon de protection	5	12	0,6
Etanchée multicouche	2	6	0,12
Béton de pente 8 cm	8	22	1,76
Isolation thermique	4	4	0,16
HI-Bond55	/	/	0,1
Dalle en BA	10	25	2,5
Faux plafond	/	/	0,1

2- Surcharge d'exploitation :

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrites dans le règlement technique DTR.C2.2 (Charges et Surcharges).

- Plancher terrasse inaccessible..... 2,5 kN/m².
- Plancher étage courant..... 2,5 kN/m².

IV.2 - Les méthodes d'étude sismique :

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

- **Analyse statique équivalente :**

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

- **Analyse modale spectrale :**

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

IV.2.1- Présentation du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2019 :

C'est un logiciel d'analyse structurelle qui offre un flux de travail fluide ainsi que créer des conceptions, qui permet aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

V.2.2 - Présentation du logiciel ETABS 2013, version 13.1.2 :

ETABS est un logiciel intégré ultime pour l'analyse structurelle et la conception de bâtiment. Il offre des outils de modélisation et de visualisation 3D, une puissance analytique linéaire et non linéaire incroyablement rapide, des capacités de conception sophistiquées et complète pour une large gamme de matériaux.

IV.2.3.1– Modélisation des structures :

L'analyse dynamique nécessite toujours de créer un modèle de calcul représentant la structure. Cette première partie est introduite dans un logiciel de calcul dynamique Robot structural Analysis 2019.

- **Variante N°01** : Structure R+3 sans contreventement.

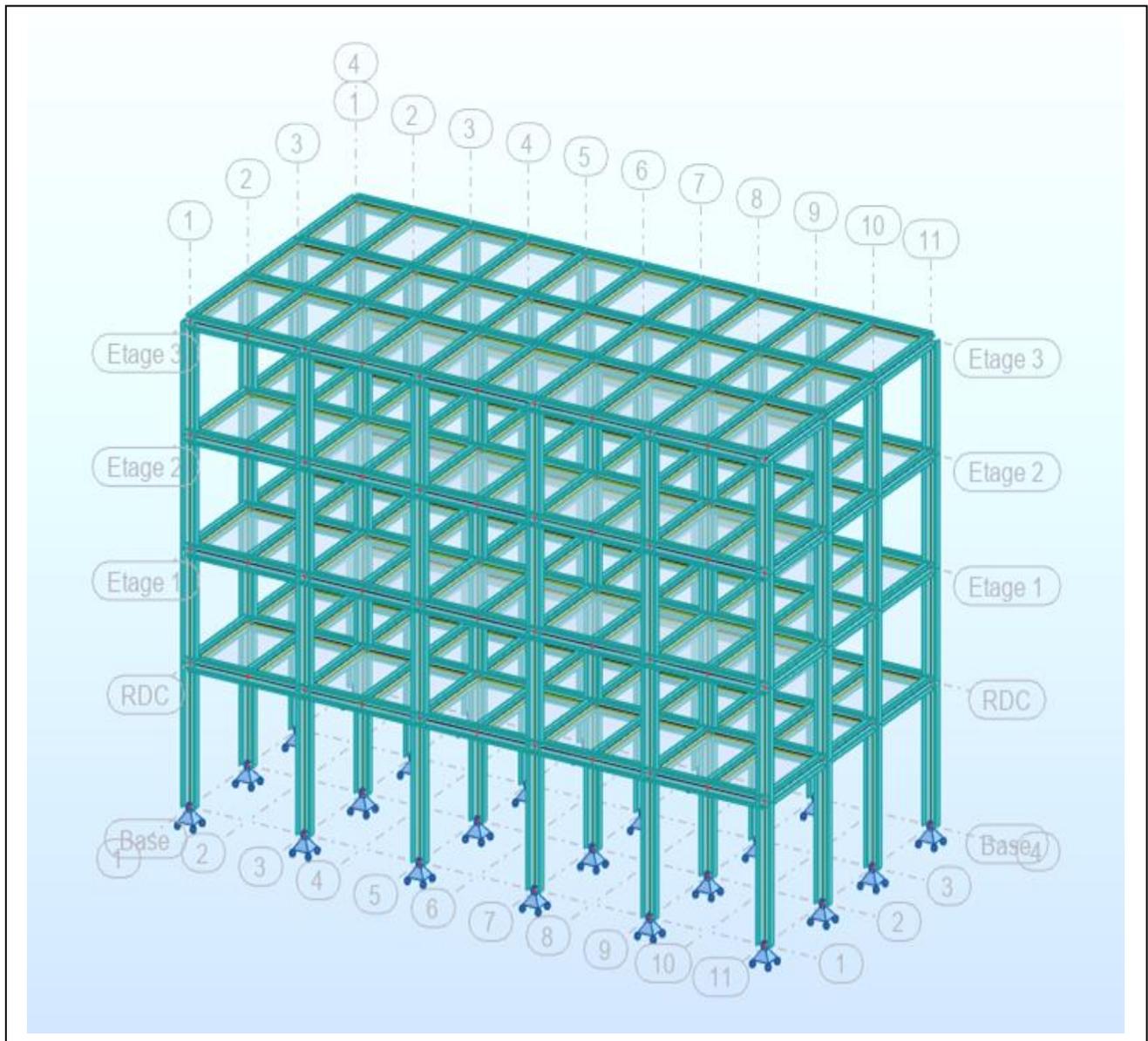


Figure IV.4 : Perspective 3D de la structure R+3 sans contreventement.

- Variante N°02 : Structure R+7 sans contreventement.

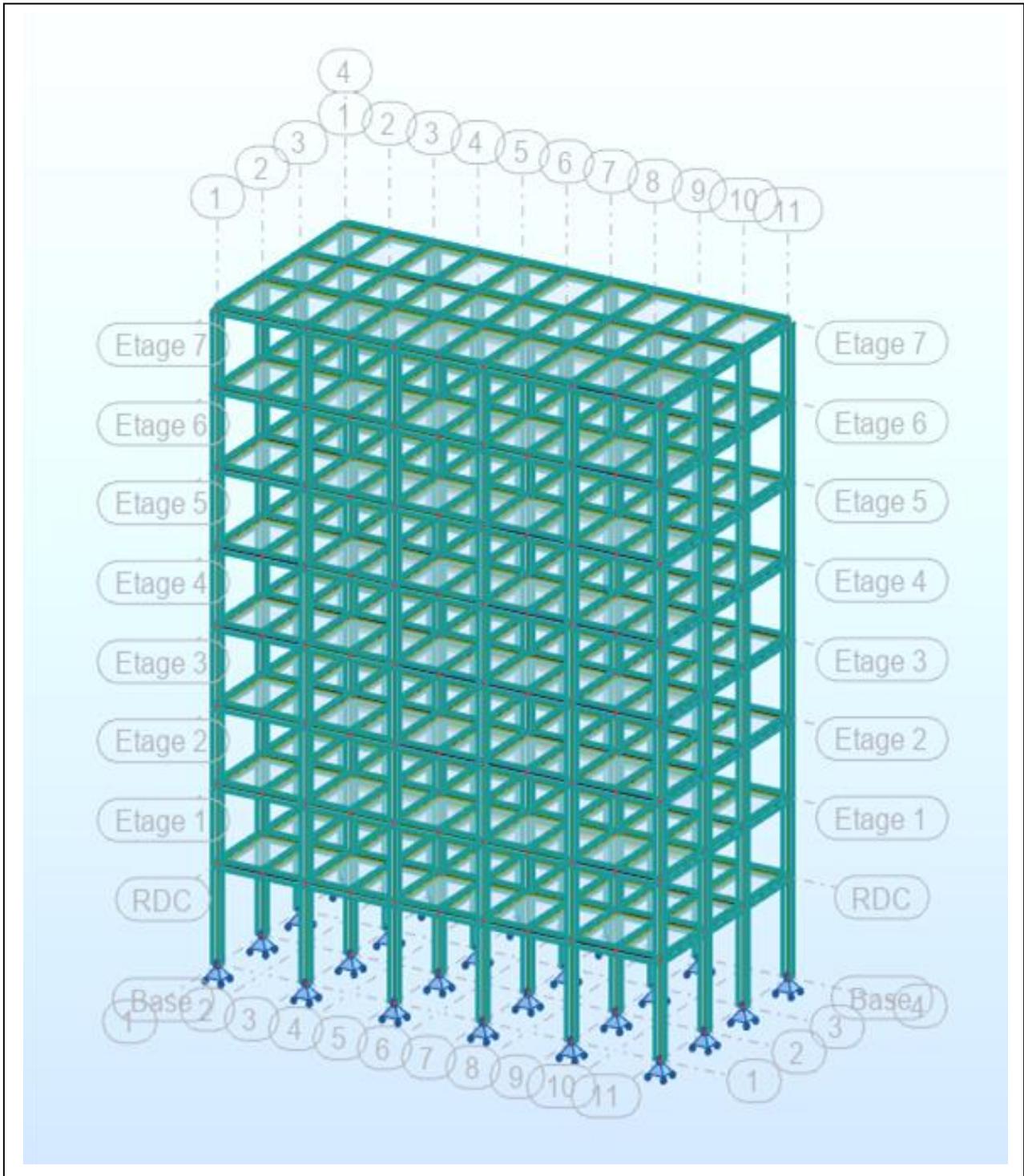


Figure IV.5 : Perspective 3D de la structure R+7 sans contreventement.

- Variante N°03 : Structure R+11 sans contreventement.

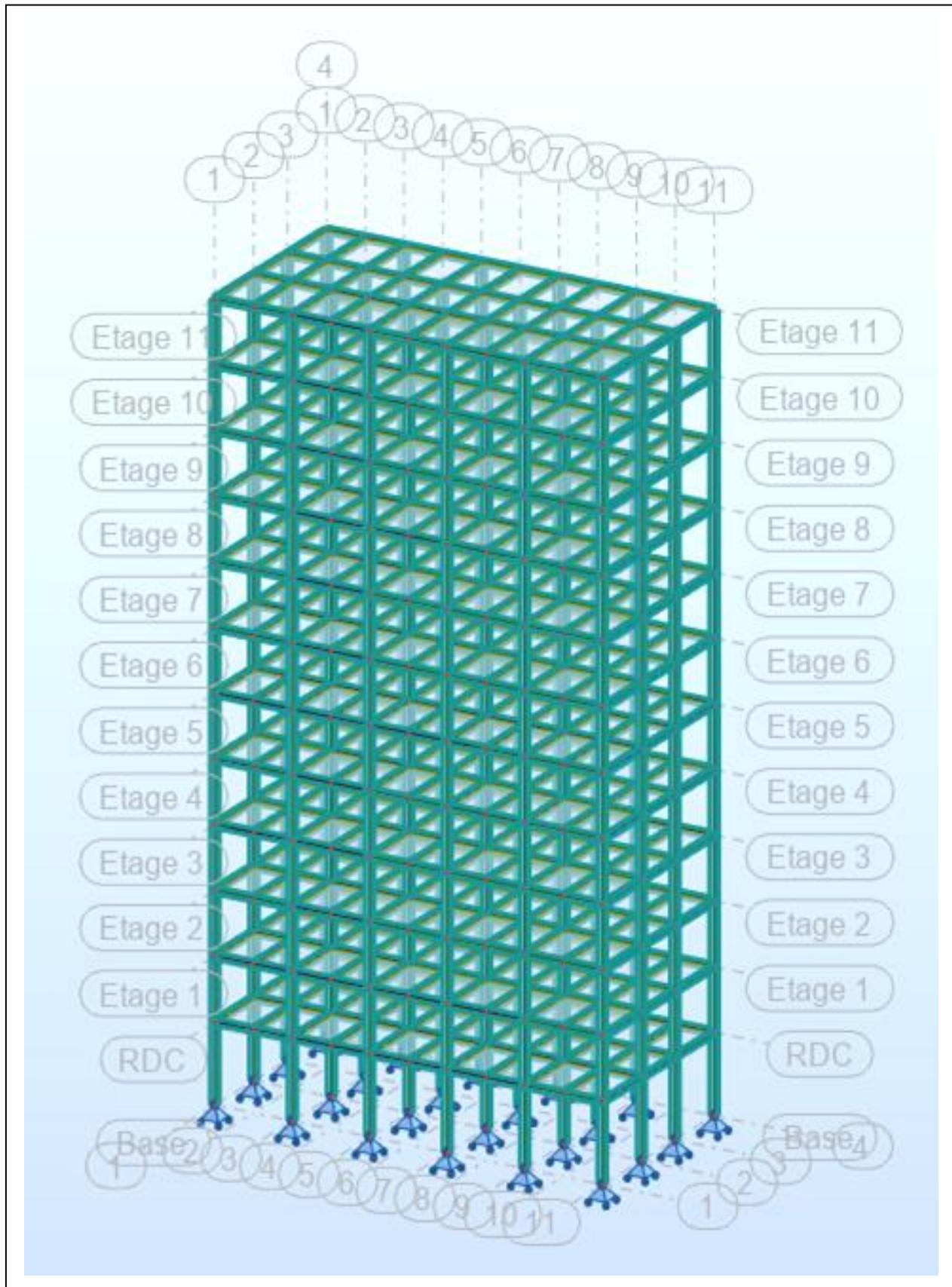


Figure IV.6 : Perspective 3D de la structure R+11 sans contreventement.

- Variante N°04 : Structure R+3 contreventée par palées en X, Cornières 200 x 200 x 24.

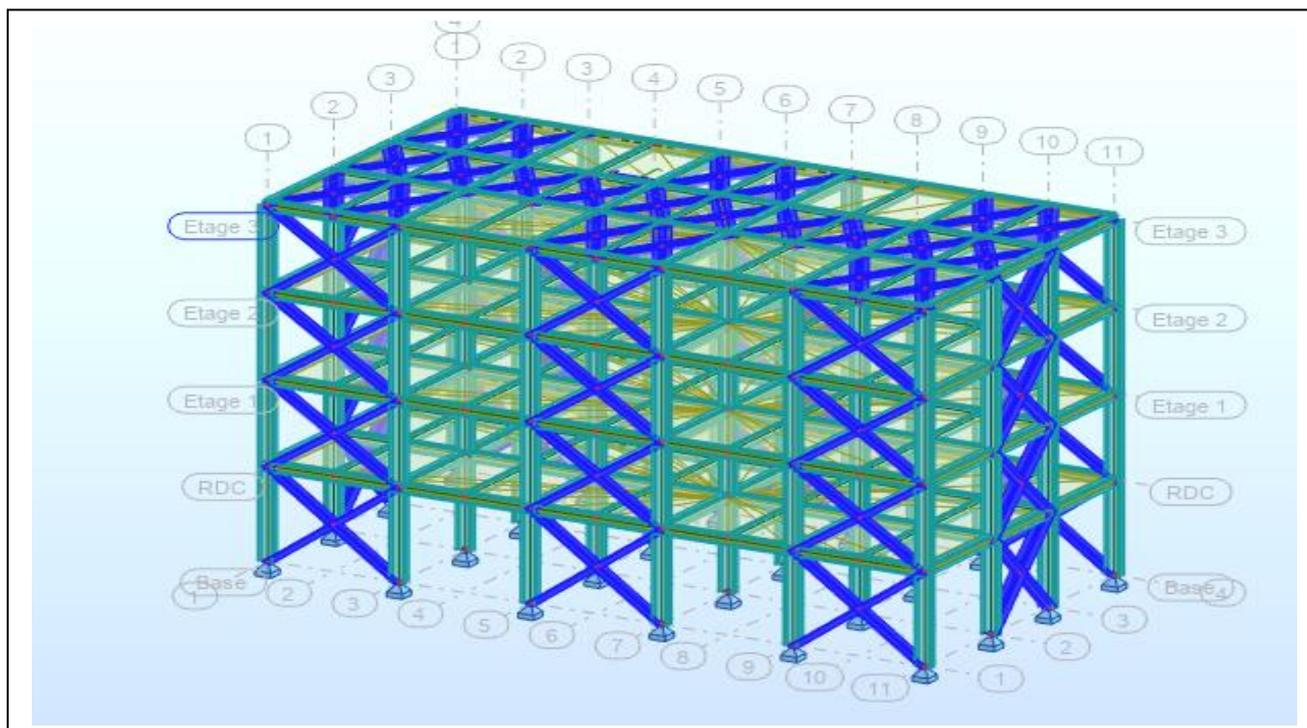


Figure IV.7 : Perspective 3D de la structure R+3 contreventée par palées en X.

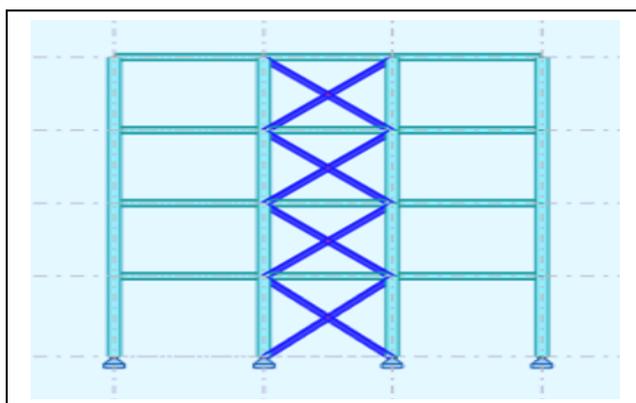


Figure IV.7a : Vue en plan au sens Y.

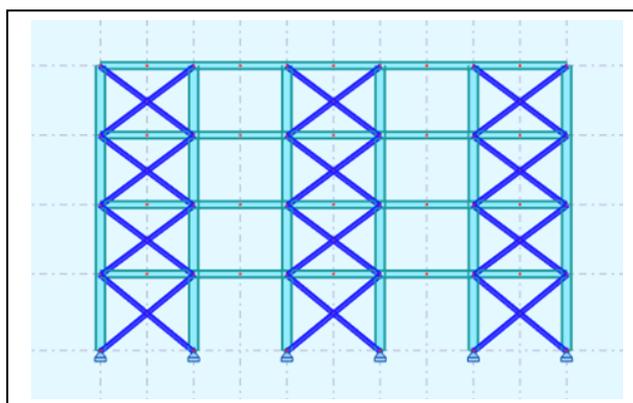


Figure IV.7b : Vue en plan au sens X.

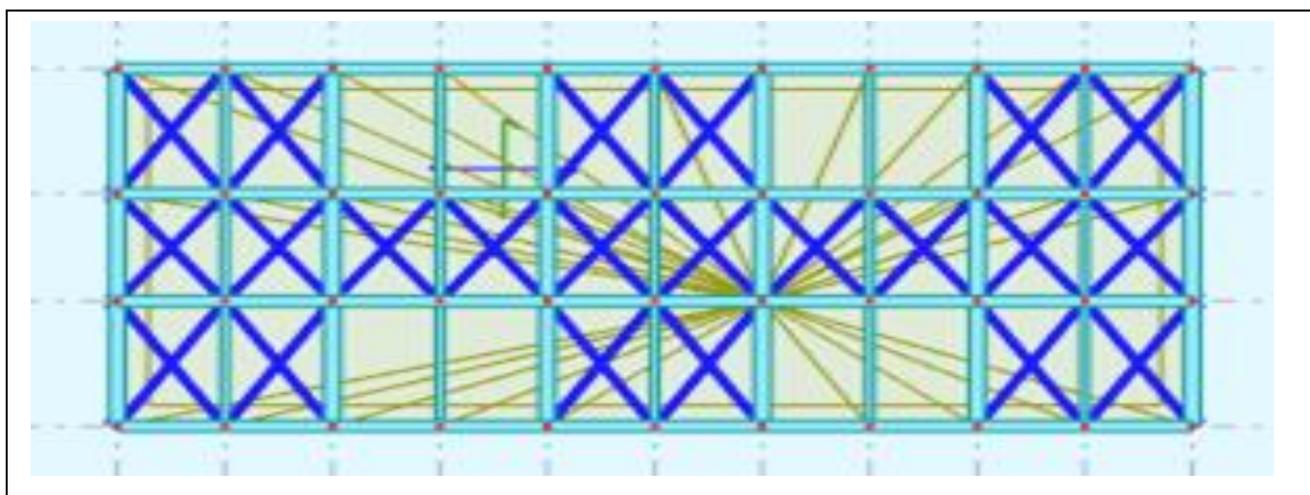


Figure IV.7c : Vue en plan de la toiture de structure R+3 contreventée par palées en X.

- Variante N°05: Structure R+7 contreventée par palées en X, Cornières 200 x 200 x 24.

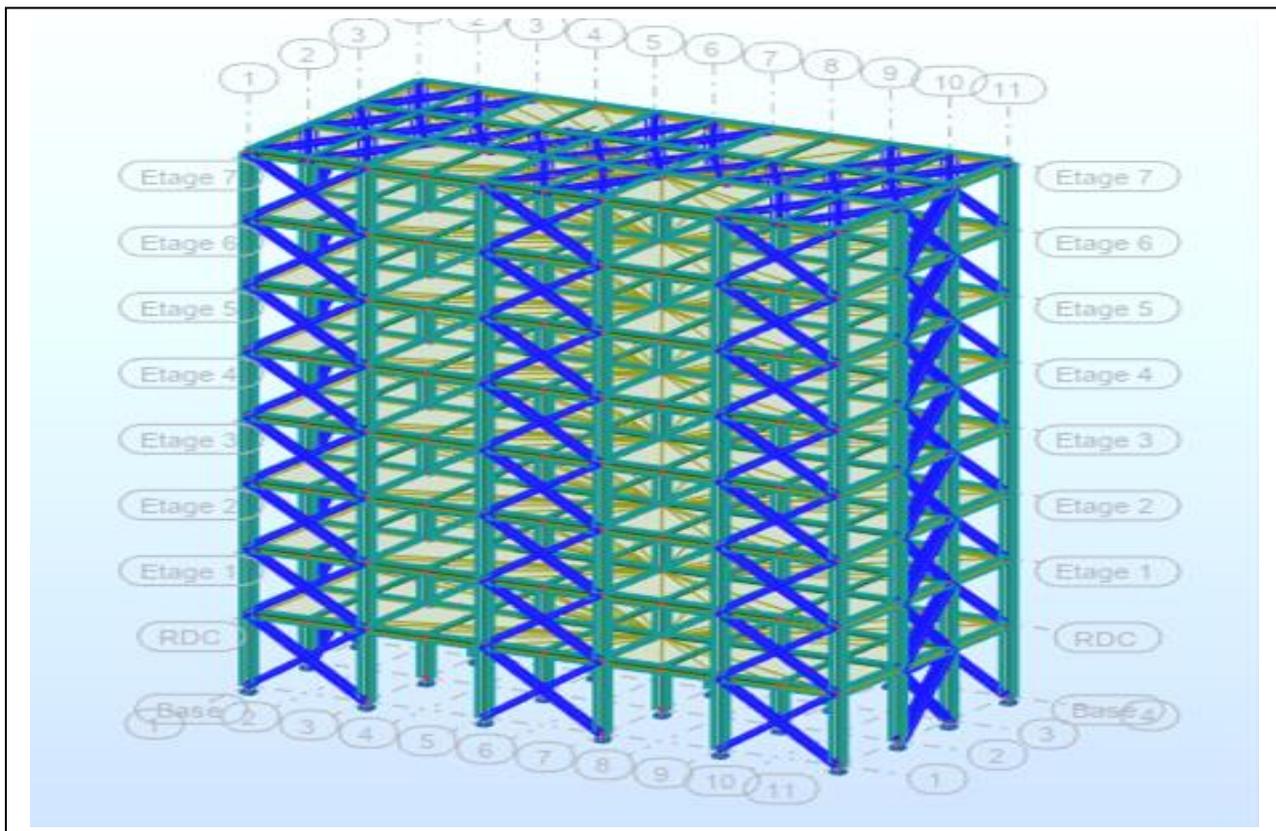


Figure IV.8 : Perspective 3D de la structure R+7 avec contreventée par palées en X.

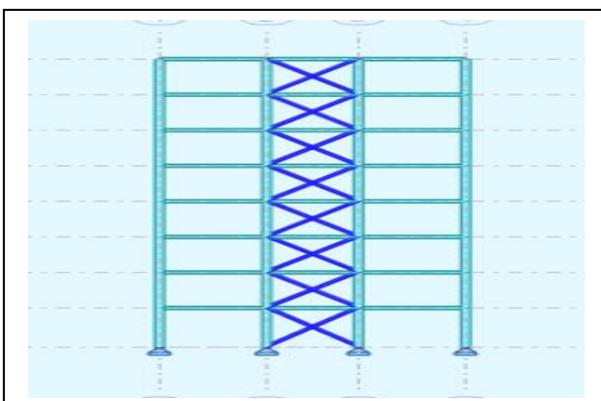


Figure IV.8a : Vue en plan au sens Y.

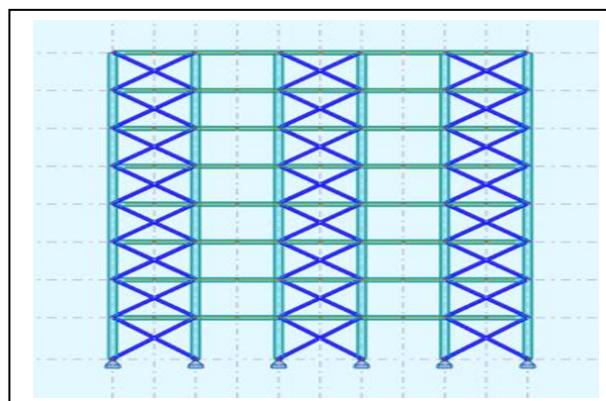


Figure IV.8b : Vue en plan au sens X.

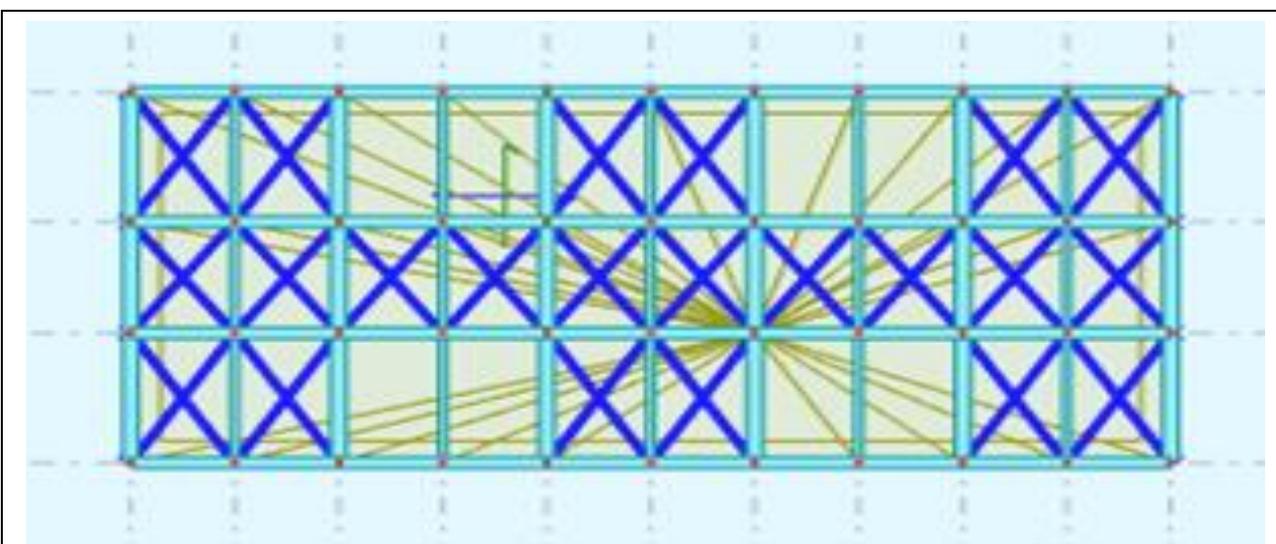


Figure IV.8c : Vue en plan de la toiture de structure R+7 contreventée par palées en X.

- Variante N°06 : Structure R+11 contreventée par palées en X, Cornières 200 x 200 x 24.

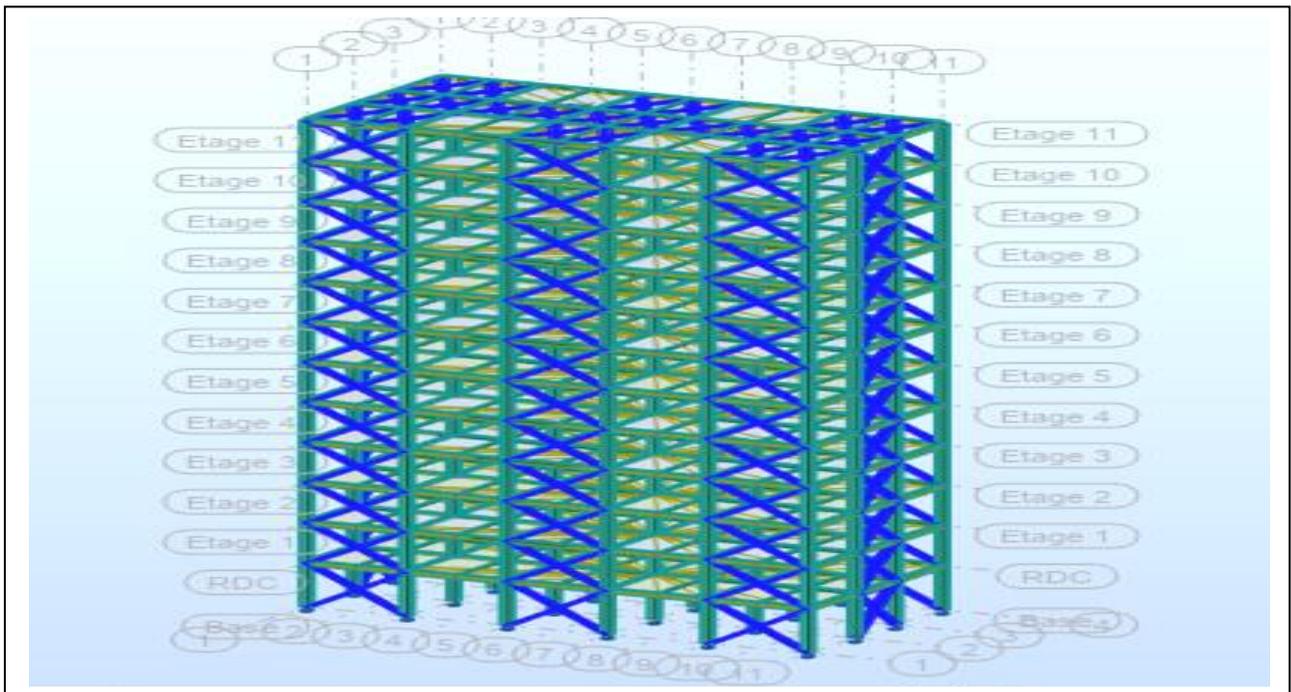


Figure IV.9 : Perspective 3D de la structure R+11 contreventée par palées en X.

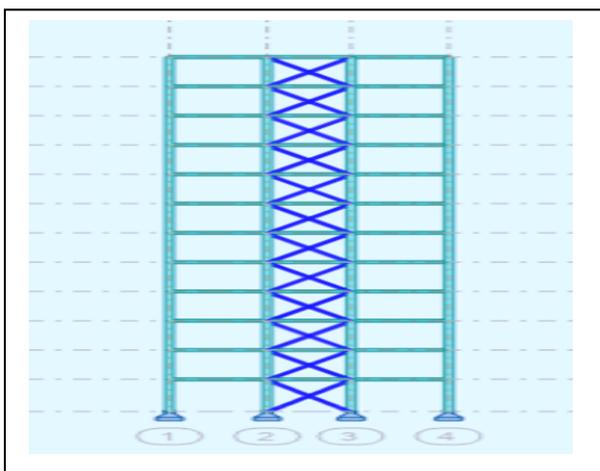


Figure IV.9a : Vue en plan au sens Y.

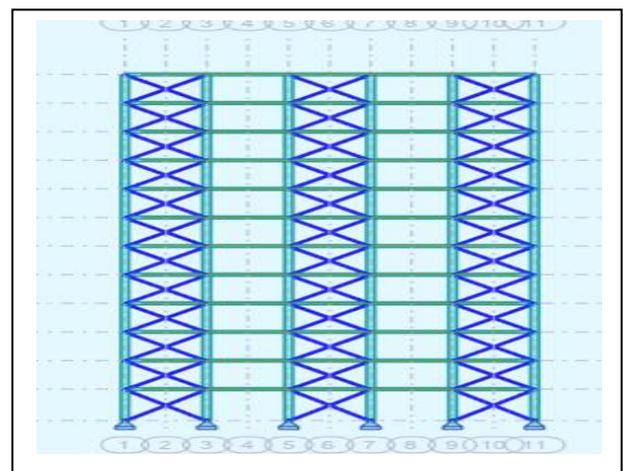


Figure IV.9b : Vue en plan au sens X.

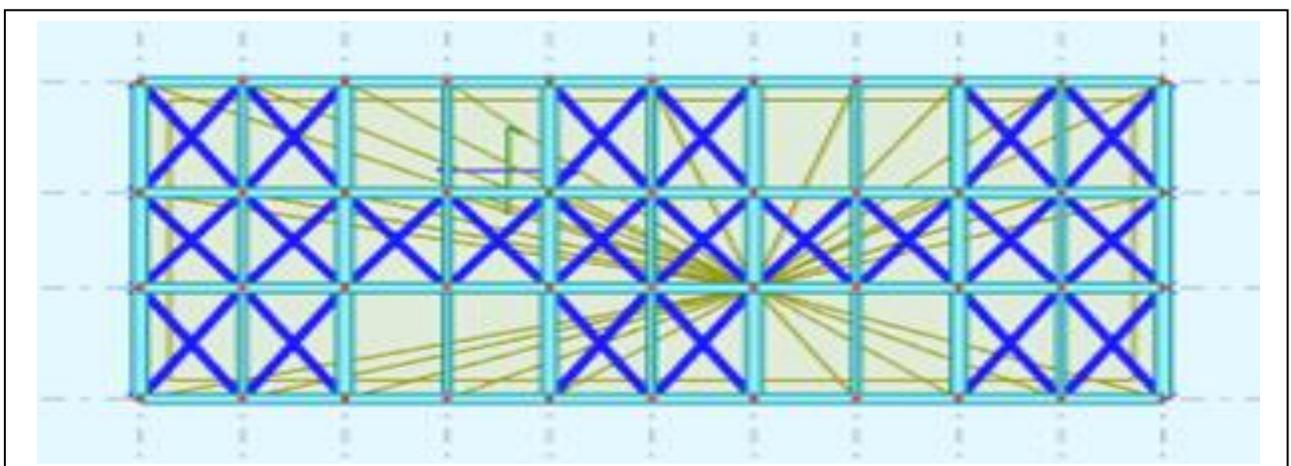


Figure IV.9c : Vue en plan de la toiture de structure R+11 contreventée par palées en X

- Variante N°07 : Structure R+3 contreventée par palées en Λ avec Cornières 200 x 200 x 24.

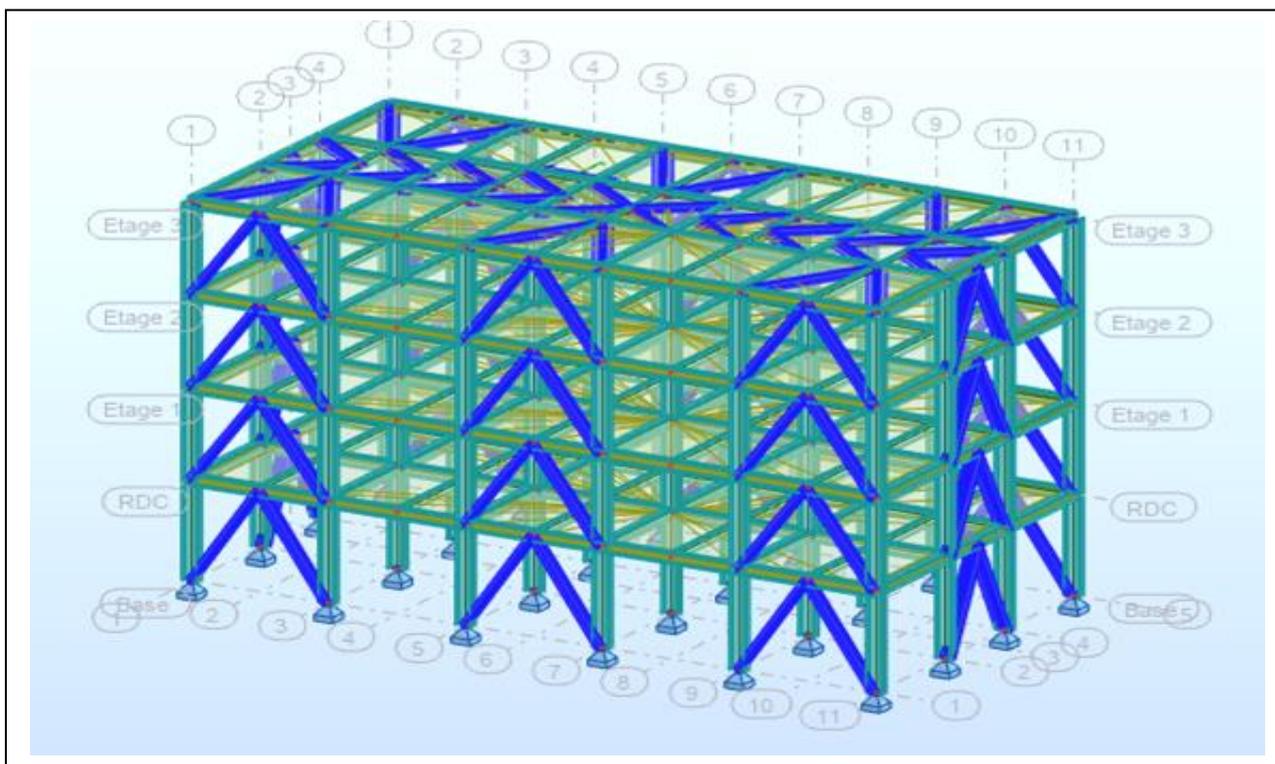


Figure IV.10 : Perspective 3D de la structure R+3 contreventée par palée en Λ .

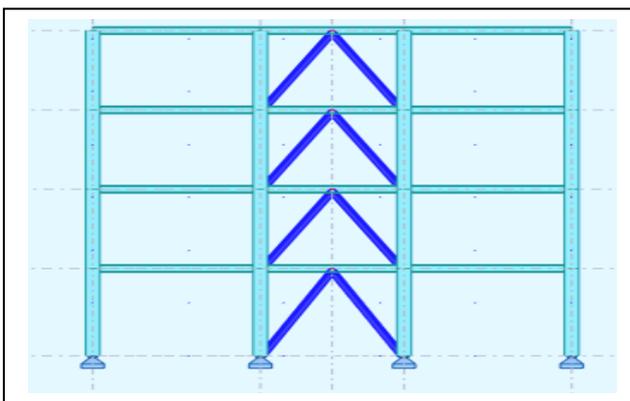


Figure IV.10a : Vue en plan au sens Y.

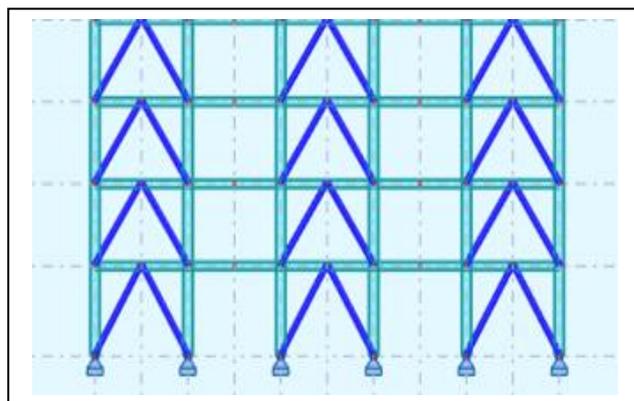


Figure IV.10b : Vue en plan au sens X.

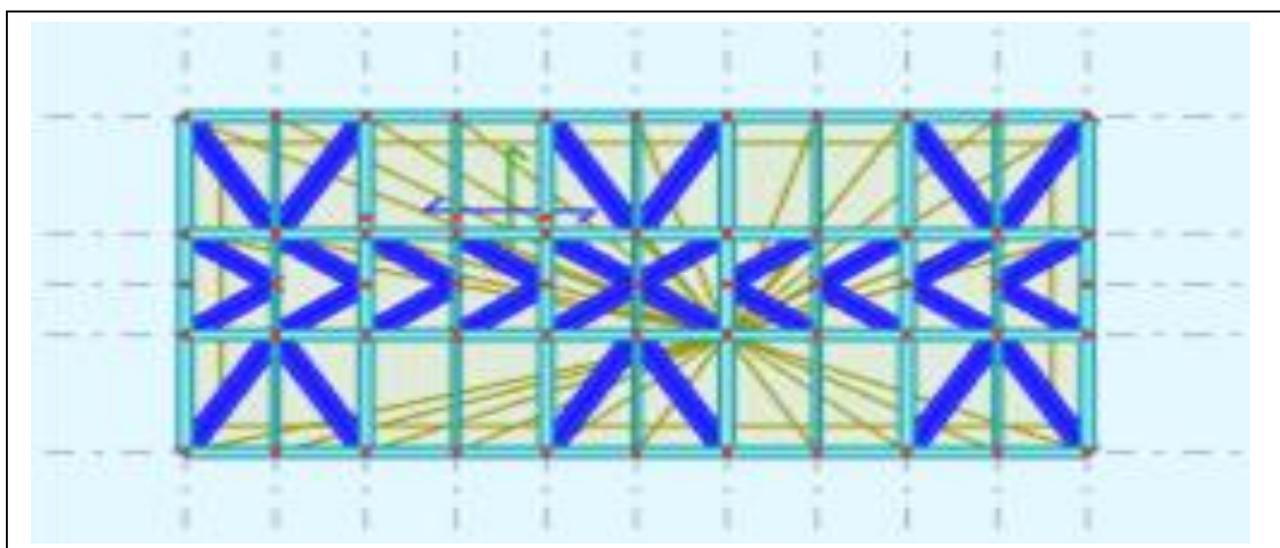


Figure IV.10c: Vue en plan de toiture de structure R+3 contreventée par palées en Λ .

- Variante N°08 : Structure R+7 contreventée par palées en Λ avec Cornières 200 x 200 x 24.

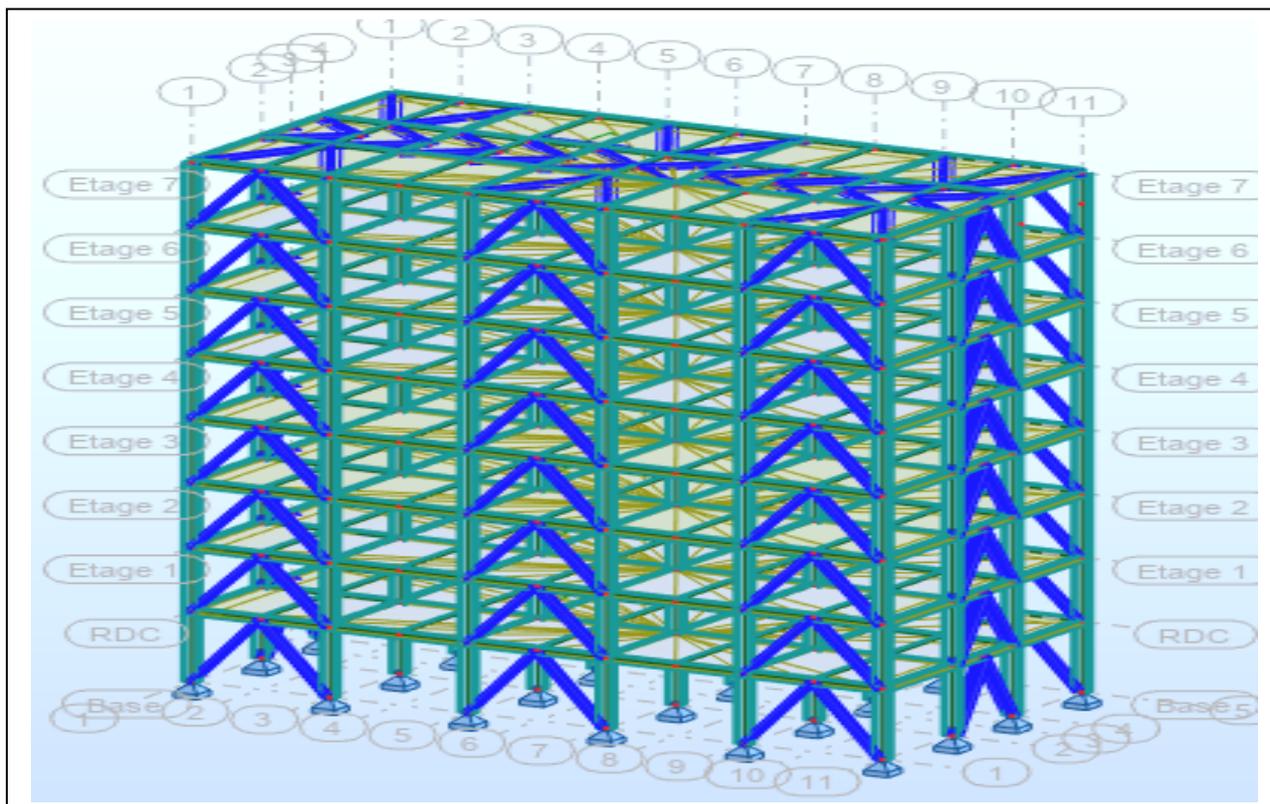


Figure IV.11 : Perspective 3D de la structure R+7 contreventée par palées en Λ .

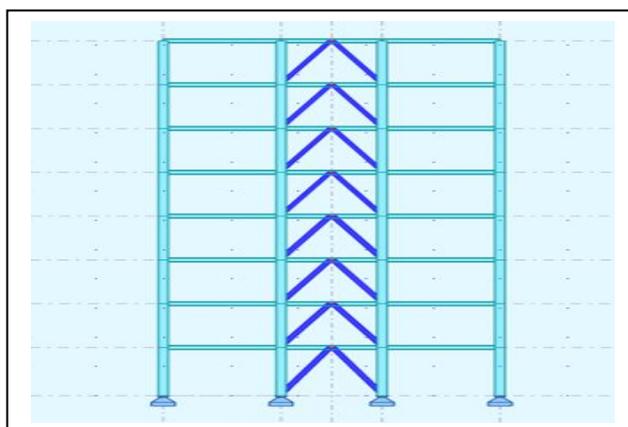


Figure IV.11a : Vue en plan au sens Y.

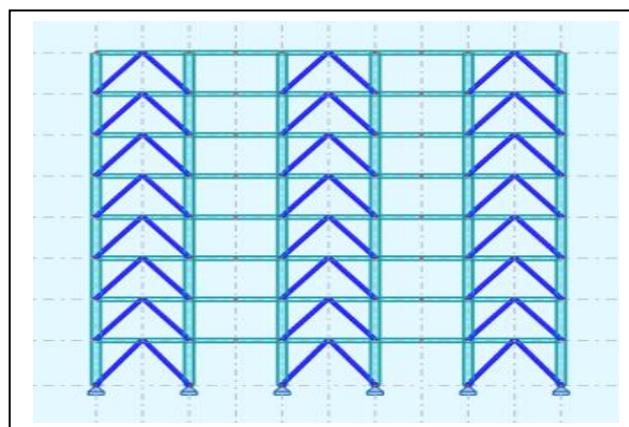


Figure IV.11b : Vue en plan au sens X.

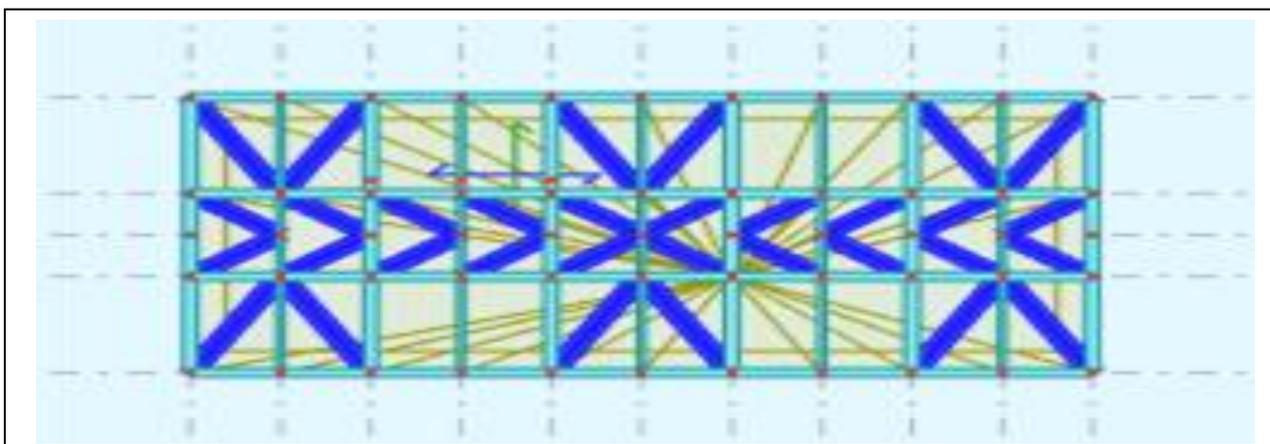


Figure IV.11c : Vue en plan de toiture de structure R+7 contreventée par palées en Λ .

- Variante N°09 : Structure R+11 contreventée par palées en Λ avec Cornières 200 x 200 x 24.

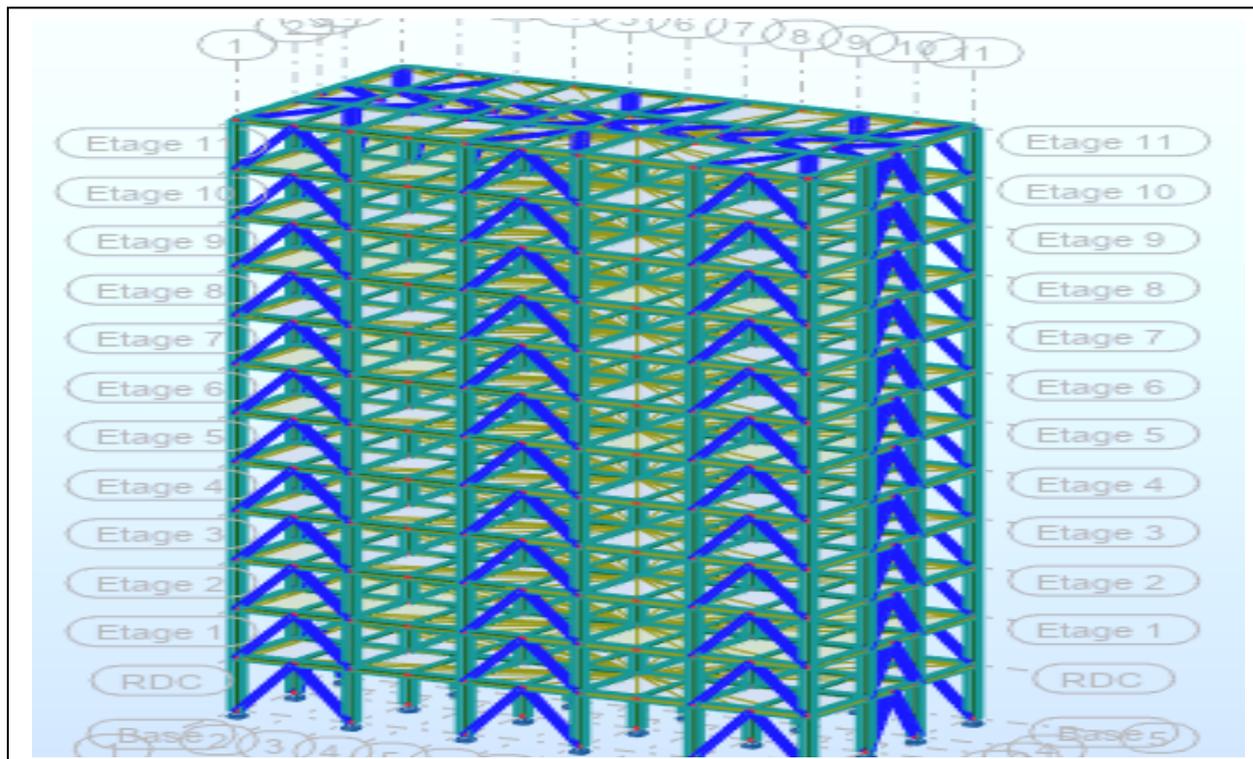


Figure IV.12 : Perspective 3D de la structure R+11 contreventée par palées en Λ .

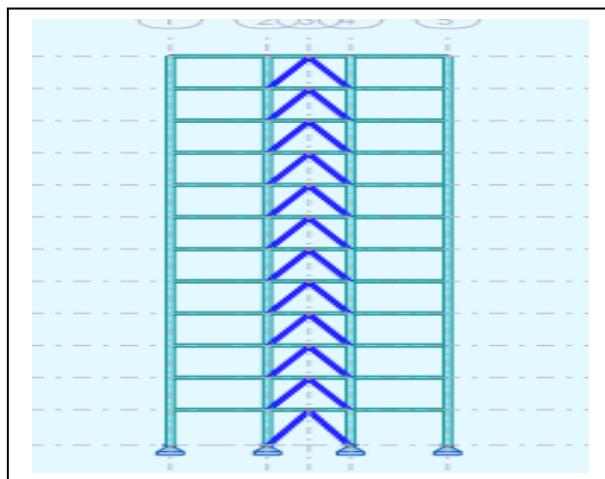


Figure IV.12a : Vue en plan au sens Y.

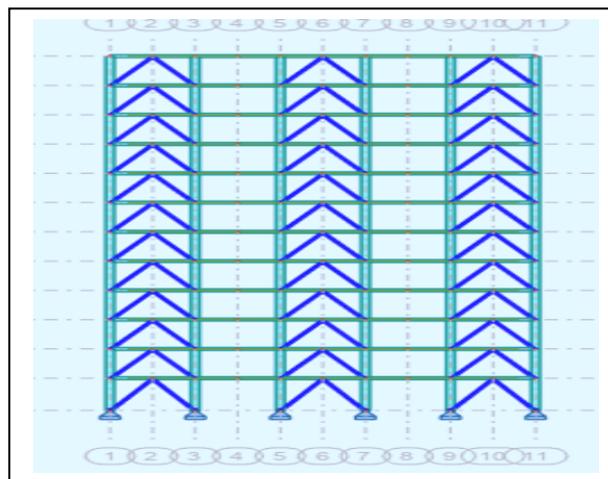


Figure IV.12b : Vue en plan au sens X.

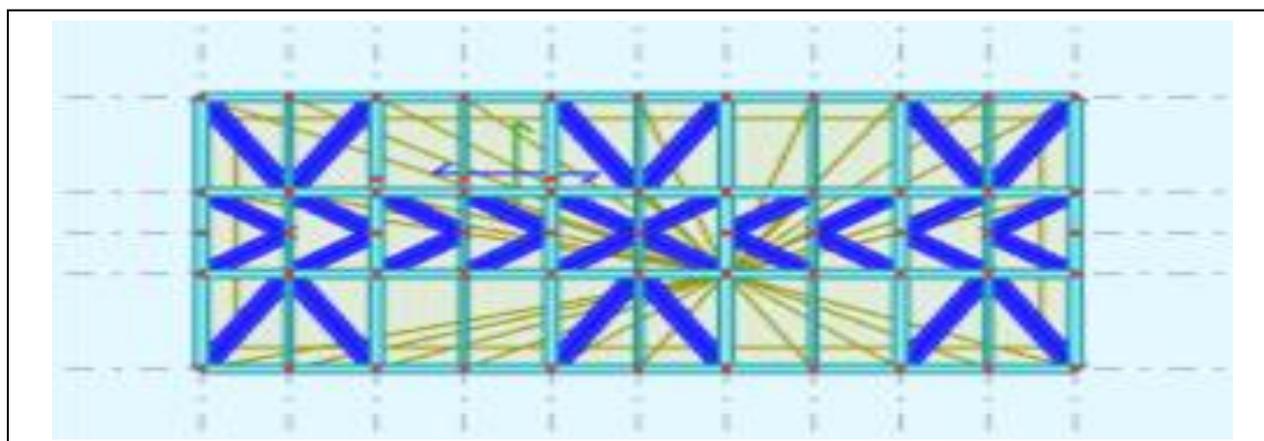


Figure IV.12c : Vue en plan de toiture de structure R+11 contreventée par palées en Λ .

- Variante N°10-13 : Structures R+3 contreventées par voile en béton armé, Ep. de 10 cm/12 cm.

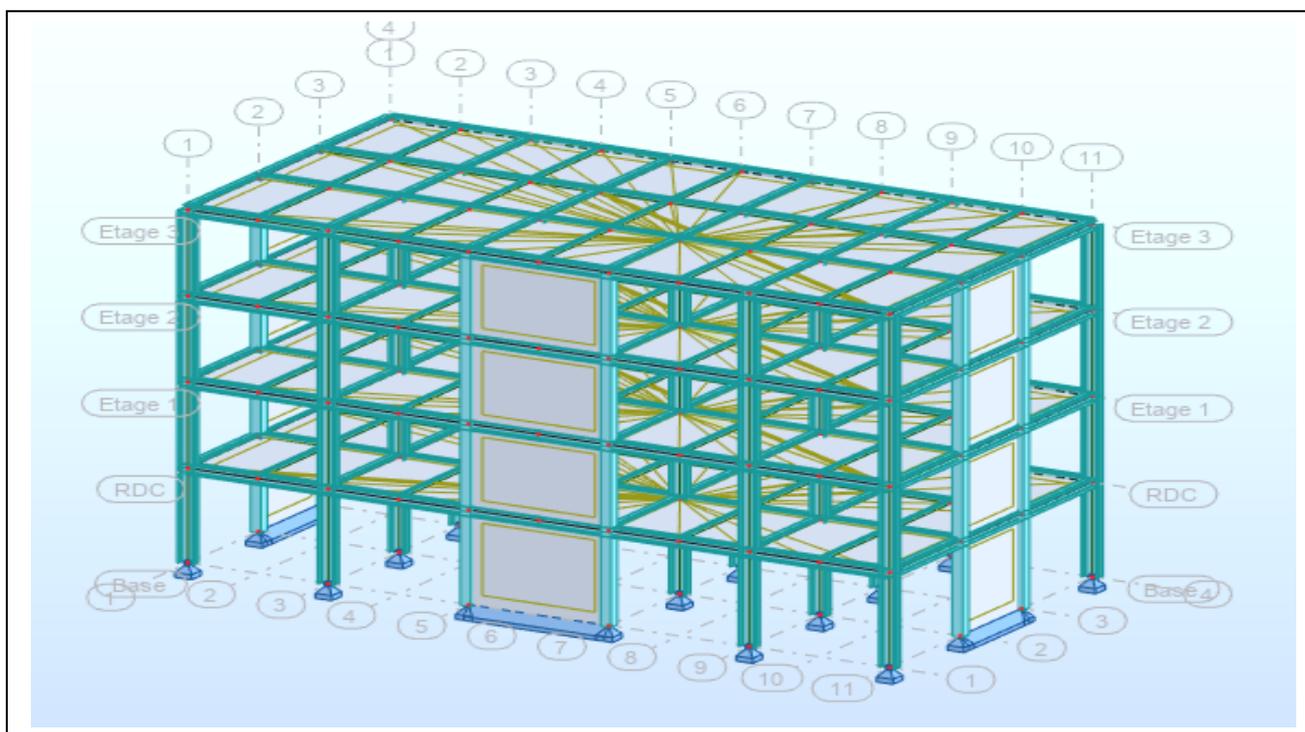


Figure IV.13 : Perspective 3D des structures R+3

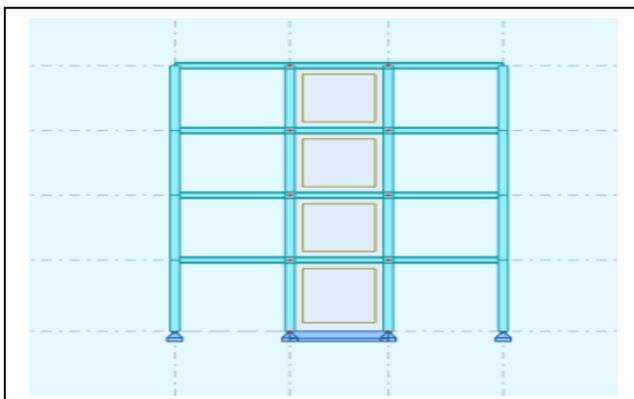


Figure IV.13a : Vue en plan au sens Y.

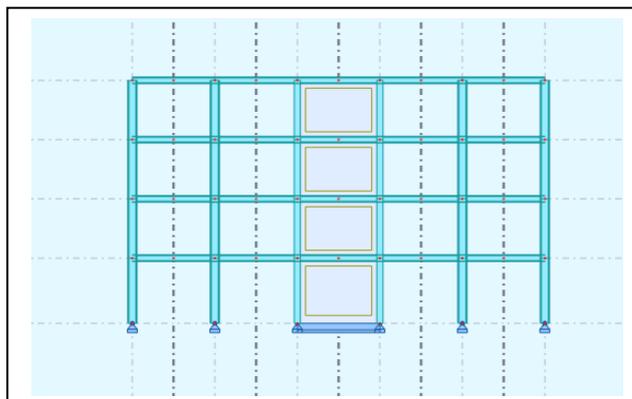


Figure IV.13b : Vue en plan au sens X.

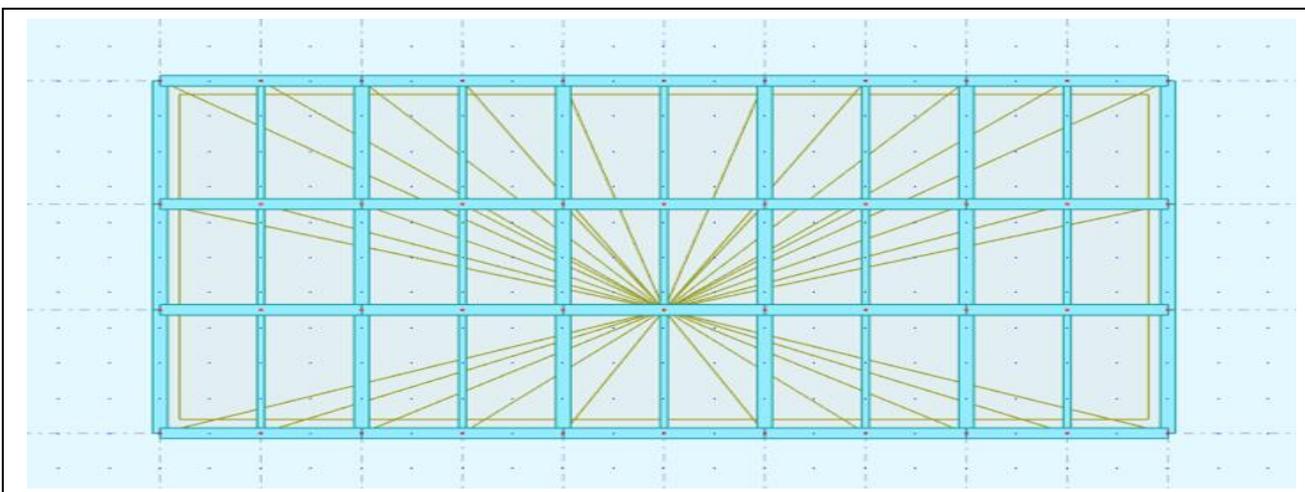


Figure IV.13c : Vue en plan de la toiture des structures R+3 contreventées par voile en béton armé.

- Variante N°11/14 : Structures R+7 contreventées par voile en béton armé, Ep. de 10 cm/12 cm.

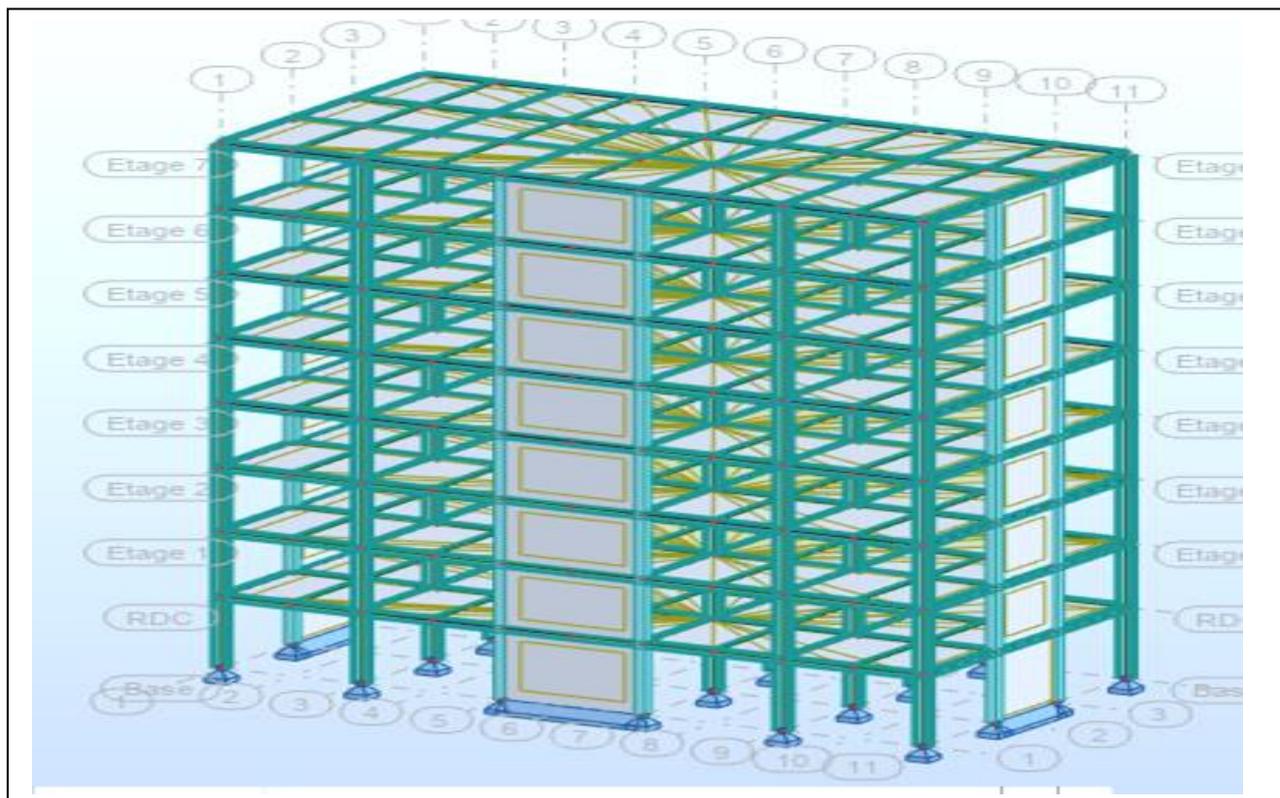


Figure IV.14 : Perspective 3D des structures R+7

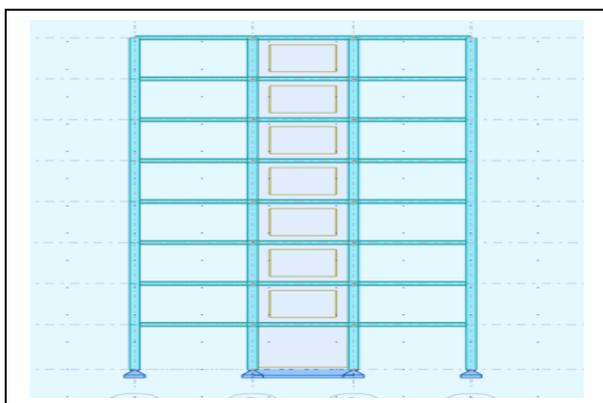


Figure IV.14a : Vue en plan au sens Y.

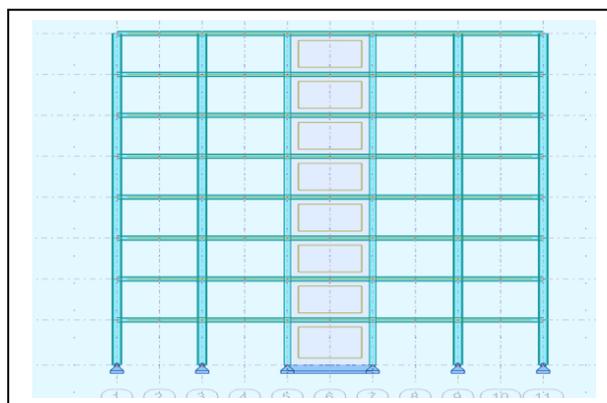


Figure IV.14b : Vue en plan au sens X.

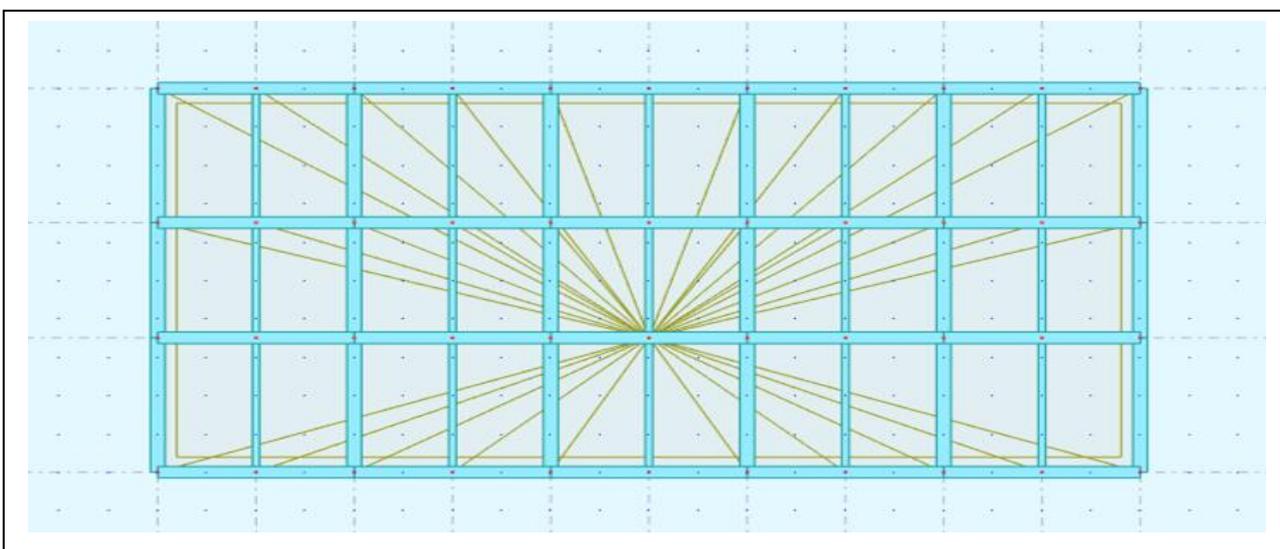


Figure IV.14c : Vue en plan de la toiture des structures R+7 contreventée par voile, Ep = 10/12cm

- Variante N°12/15 : Structures R+11 contreventées par voile en béton armé, Ep. de 10 cm/12 cm.

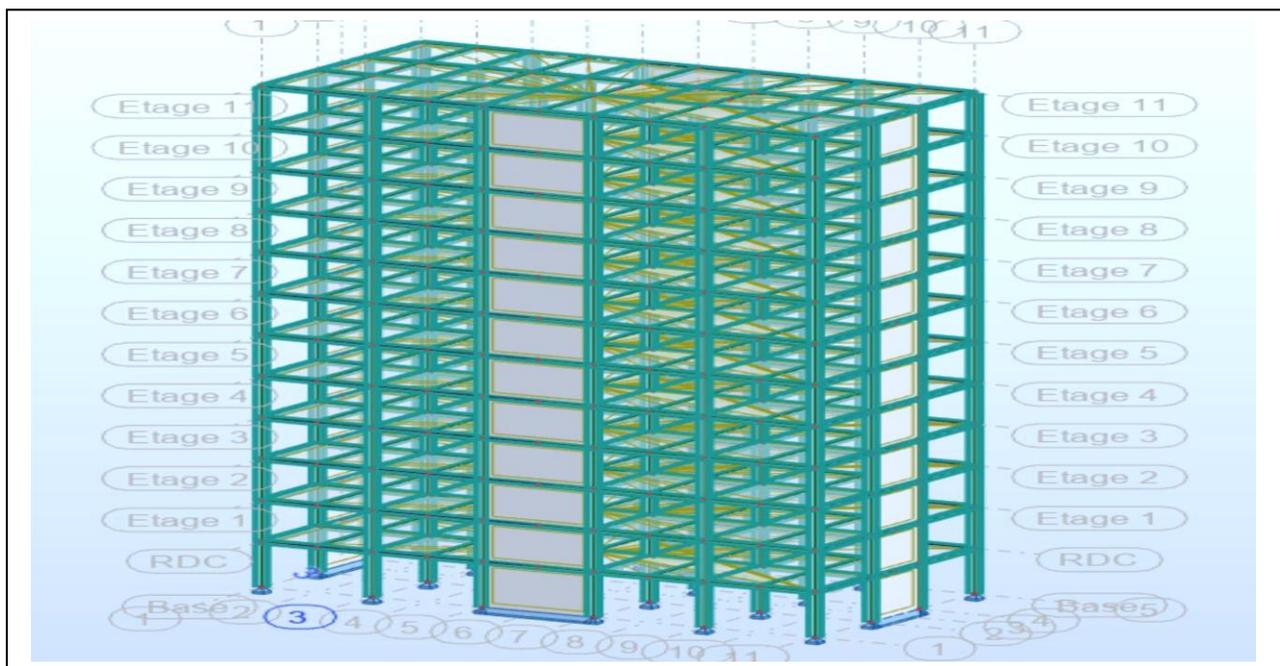


Figure IV.15 : Perspective 3D des structures R+11 contreventées par voile en béton armé, Ep 10cm/12

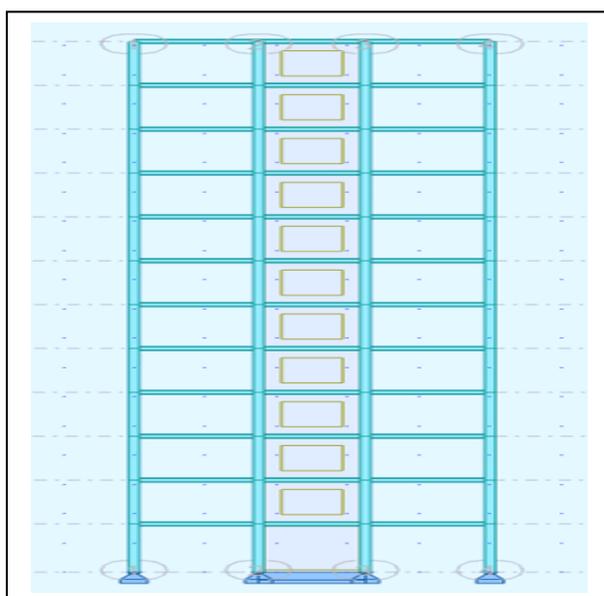


Figure IV.15a : Vue en plan au sens Y.

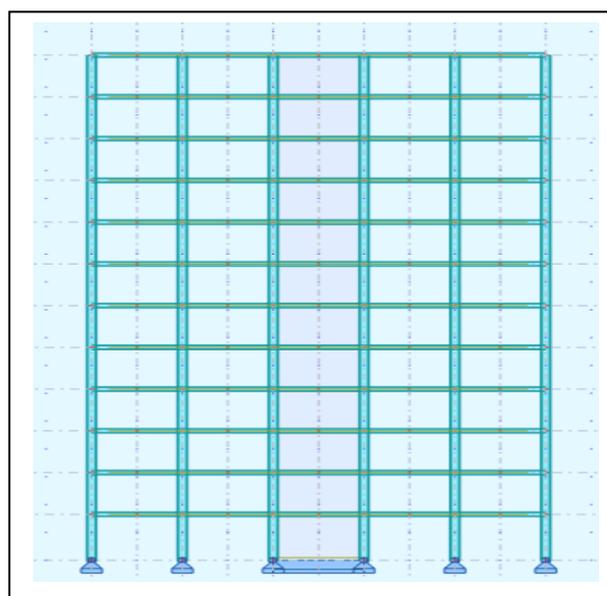


Figure IV.15b : Vue en plan au sens X.

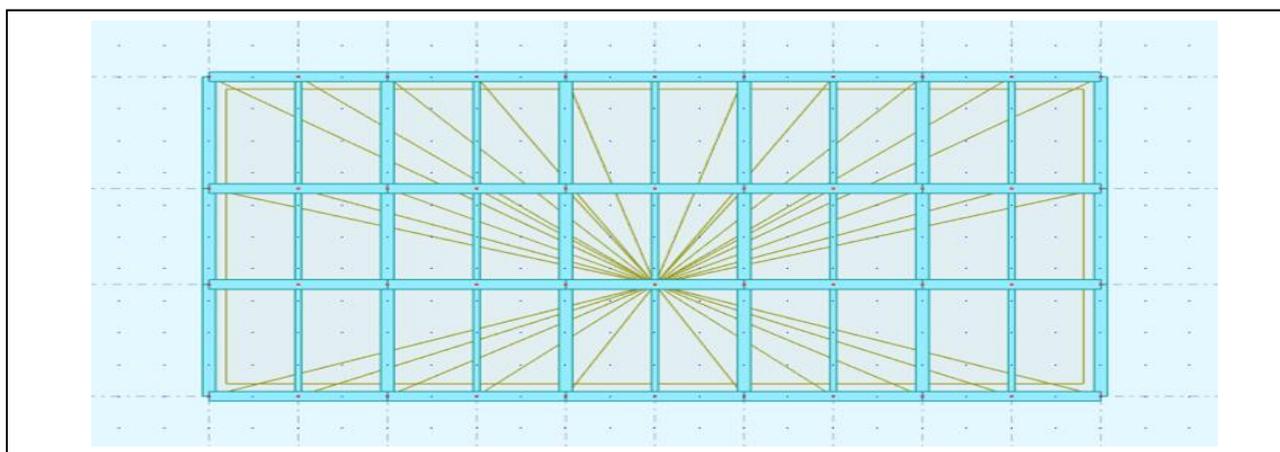


Figure IV.15c : Vue en plan de la toiture des structures R+11 contreventées par voile, Ep 10cm/12cm

IV.2.3.2 - Modélisation :

L'analyse dynamique nécessite toujours de créer un modèle de calcul représentant la structure. Cette deuxième partie est introduite dans un logiciel de calcul dynamique ETABS 2013.

- **Variante N°16/19 :**
- **Structure R+3:** Contreventement par palées en Λ , deux aux extrémités et un au milieu de la façade avec tube en acier carré/circulaire rempli en béton **CFST car/CFST cir.**

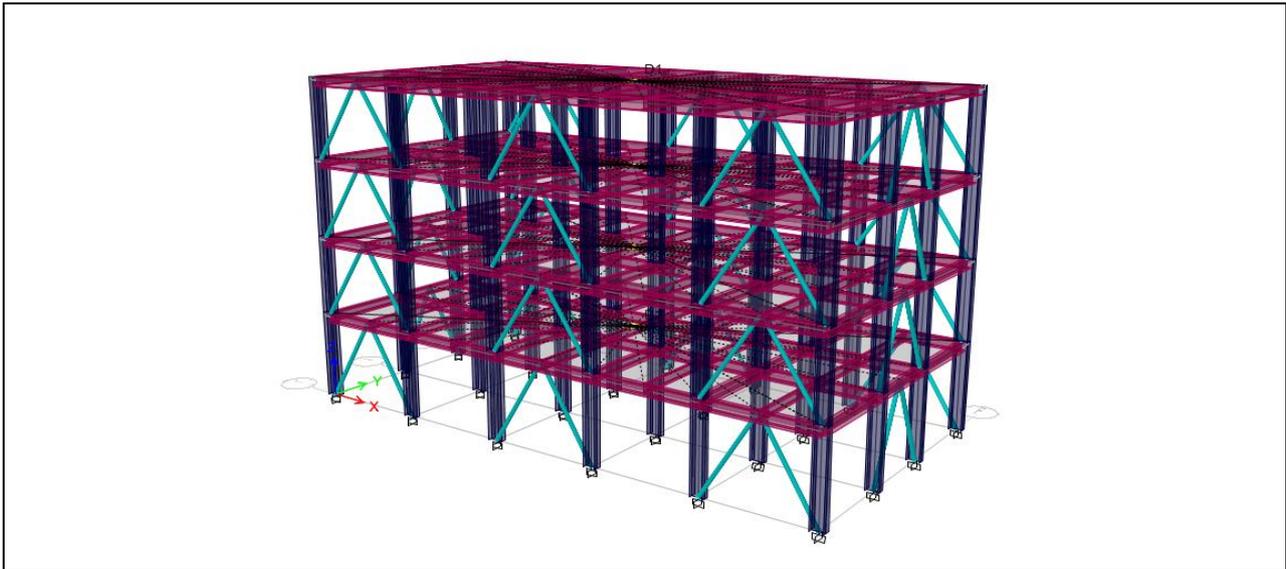


Figure IV.16 : Perspective 3D des structures R+3 contreventées par palées en Λ avec CFST car. /cir.

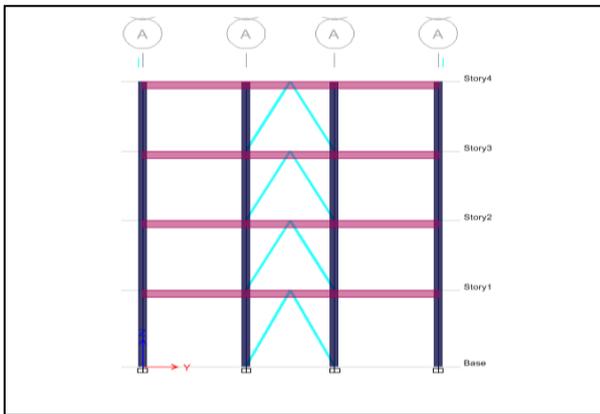


Figure IV.16a : Vue en plan au sens Y.

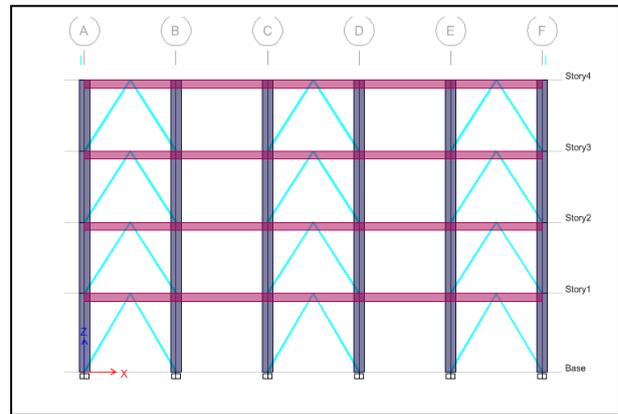


Figure IV.16b : Vue en plan au sens X.

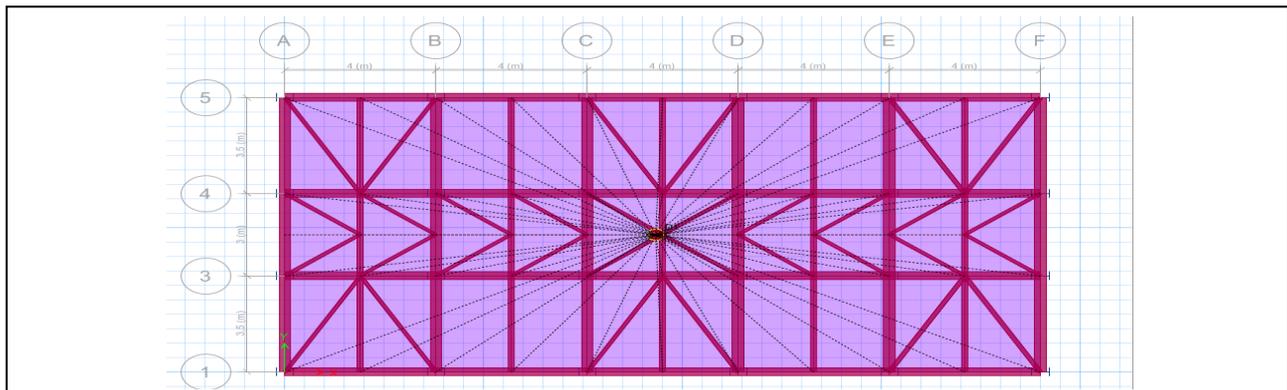


Figure IV.16c : Vue en plan de la toiture des structures R+3 contreventées par palées en Λ avec CFST car./cir.

- Variante N°17/20 :
- Structure R+7: Contreventement par palées en Λ , deux aux extrémités et un au milieu de la façade avec tube en acier carré / circulaire rempli en béton CFST car./cir).

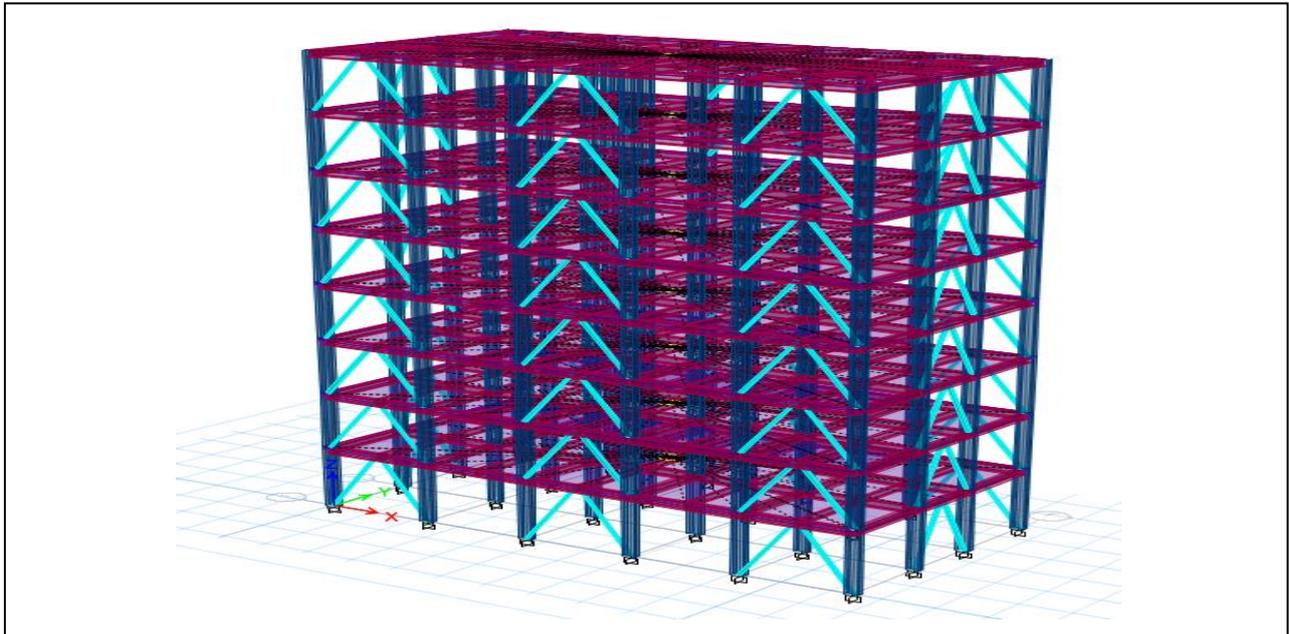


Figure IV.17: Perspective 3D des structures R+7 contreventées par palées en Λ avec CFST car./cir.

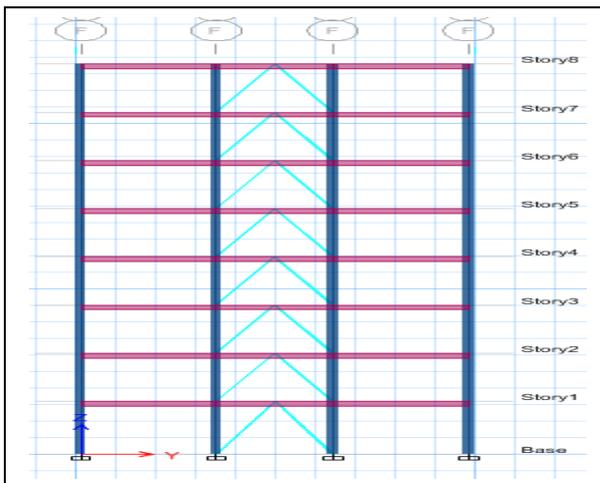


Figure IV.17a : Vue en plan au sens Y.

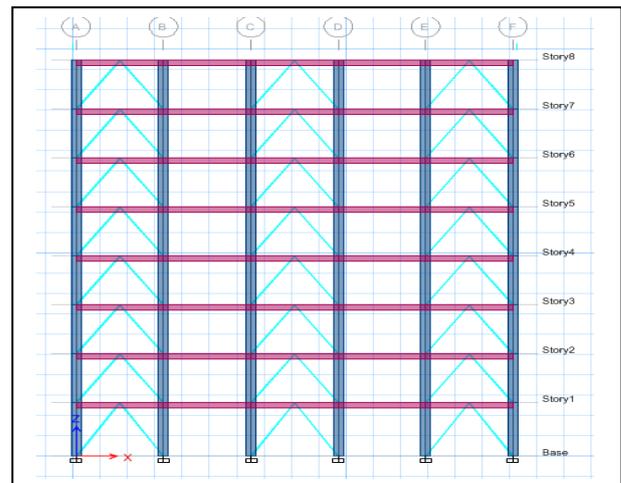


Figure IV.17b : Vue en plan au sens X.

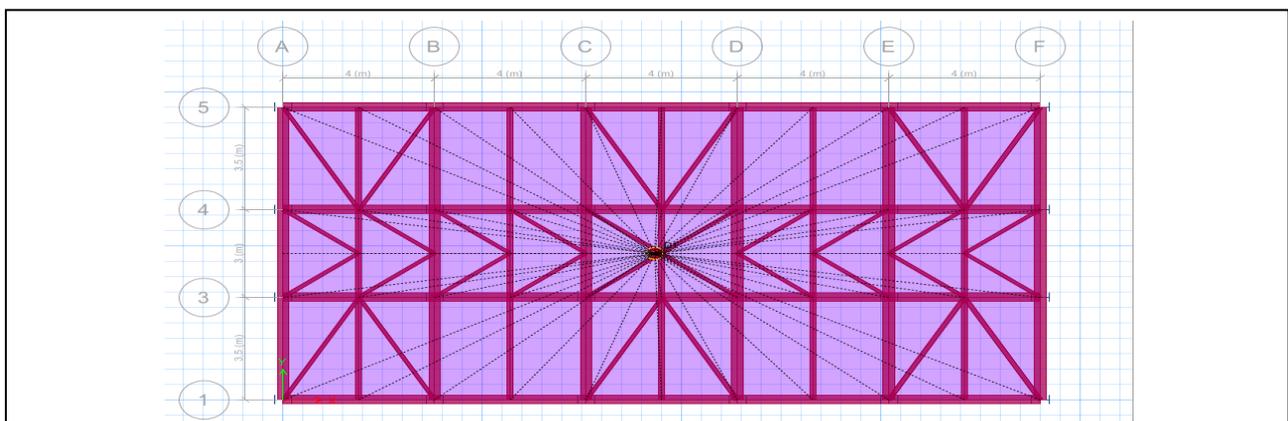


Figure IV.17c : Vue en plan de la toiture des structures R+7 contreventées par palées en Λ avec CFST car./cir.

- Variante N°18/20 :
- Structure R+11: Contreventement par palées en Λ , deux aux extrémités et un au milieu de la façade avec tube en acier carré / circulaire rempli en béton **CFST car./cir.**

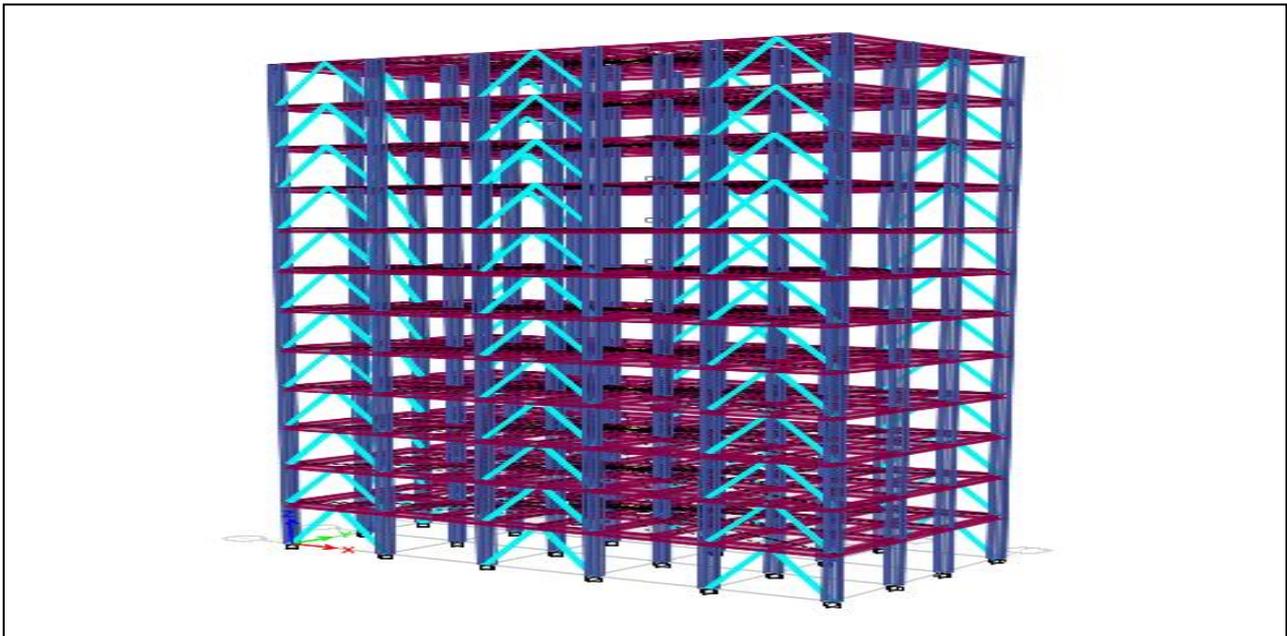


Figure IV.18: Perspective 3D des structures R+11 contreventées par palées en Λ avec CFST car./cir.

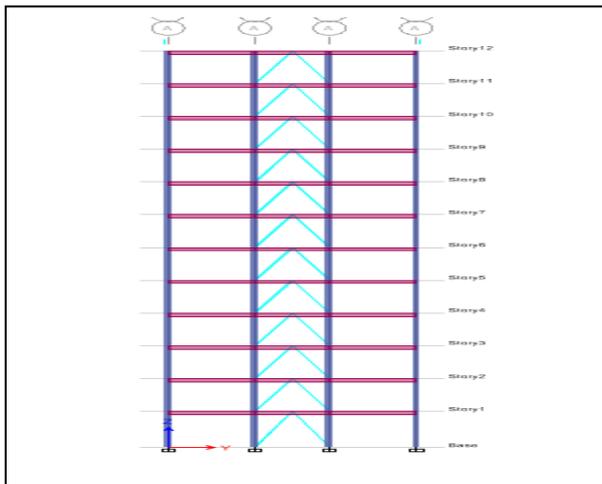


Figure IV.18a: Vue en plan au sens Y.

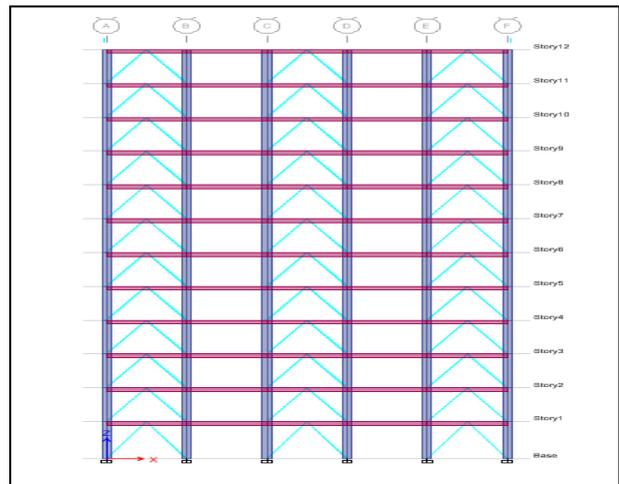


Figure IV.18b : Vue en plan au sens X.

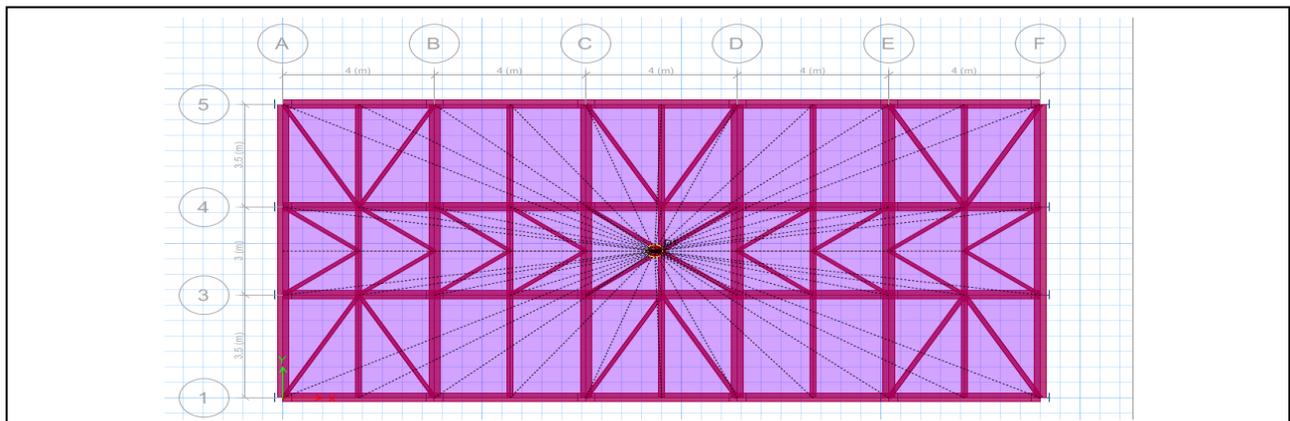


Figure IV.18c: Vue en plan de la toiture des structures R+11 contreventées par palées en Λ avec CFST car./cir.

- Variante N°22/25 :
- Structure R+3: Contreventement par palées en X , deux aux extrémités et un au milieu de la façade avec tube en acier carré / circulaire rempli du béton CFST car./cir.

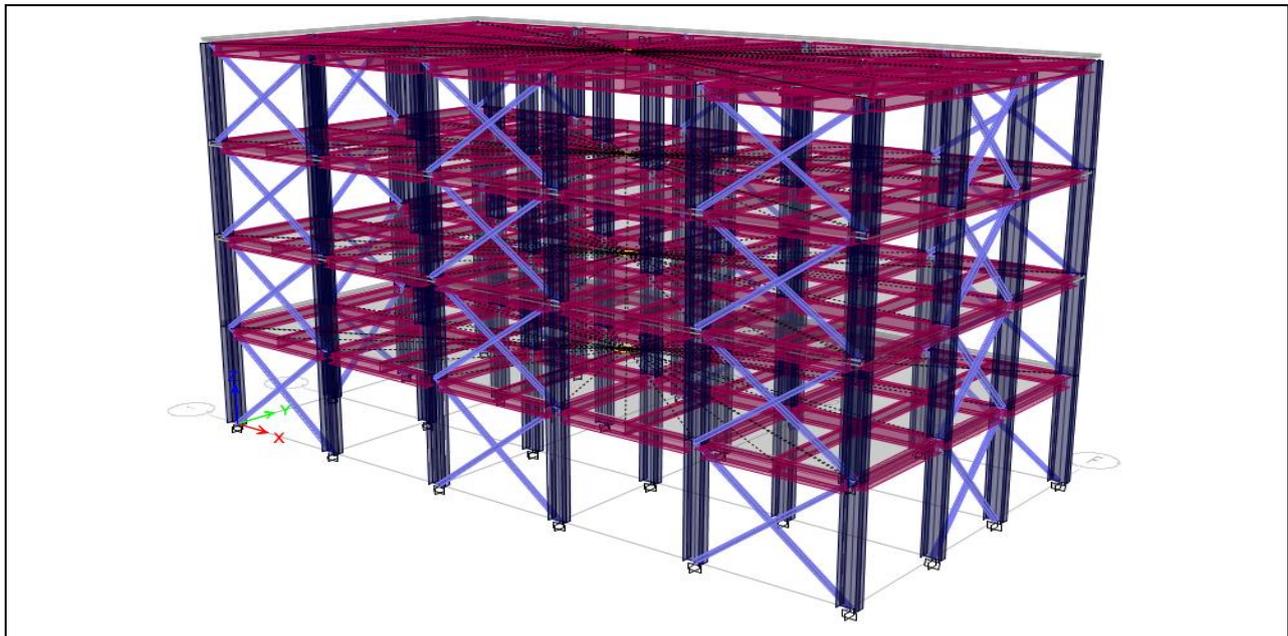


Figure IV.19: Perspective 3D des structures R+3 contreventées par palées en X avec CFST car./cir.

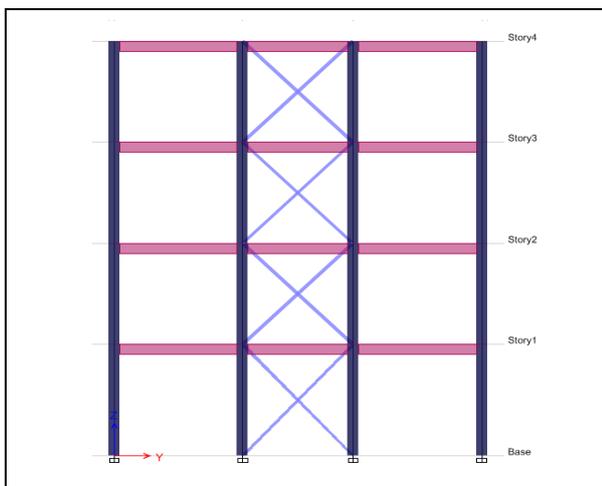


Figure IV.19a: Vue en plan au sens Y.

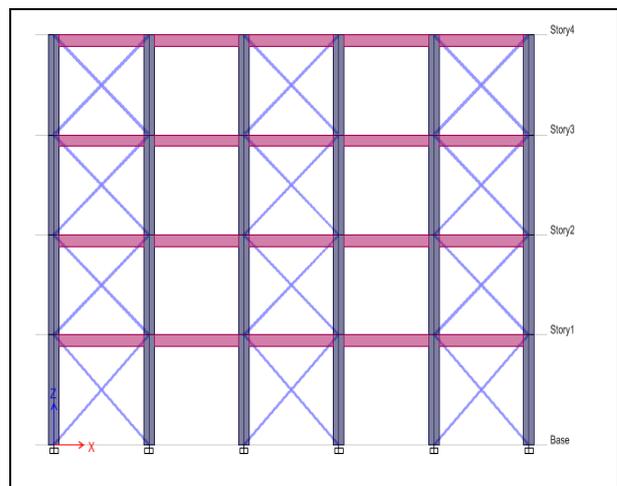


Figure IV.19b: Vue en plan au sens X.

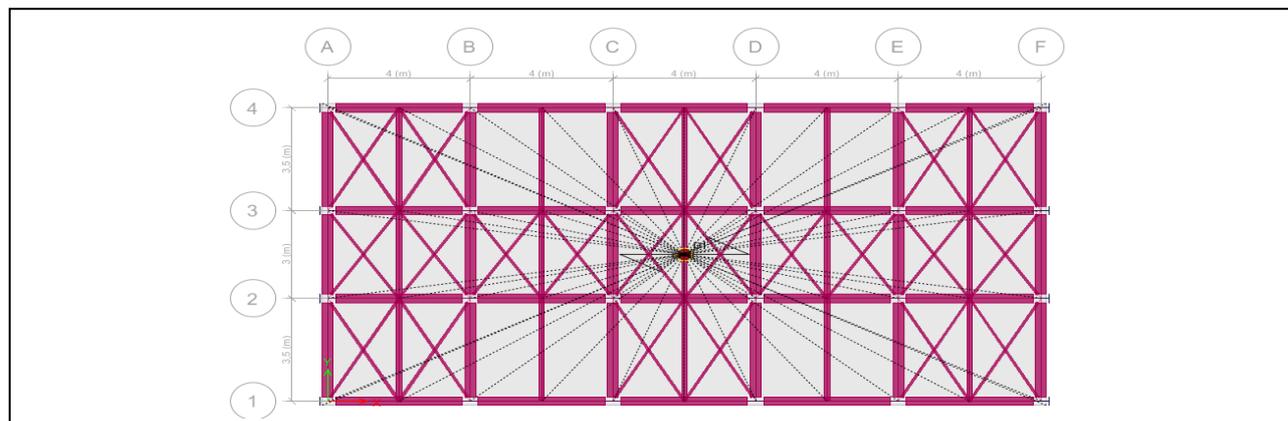


Figure IV.19c : Vue en plan de la toiture des structures R+3 contreventées par palées en X avec CFST car./cir.

- Variante N°23/26 :
- Structure R+7: Contreventement par palées en X , deux aux extrémités et un au milieu de la façade avec tube en acier carré / circulaire rempli du béton **CFST car./cir.**

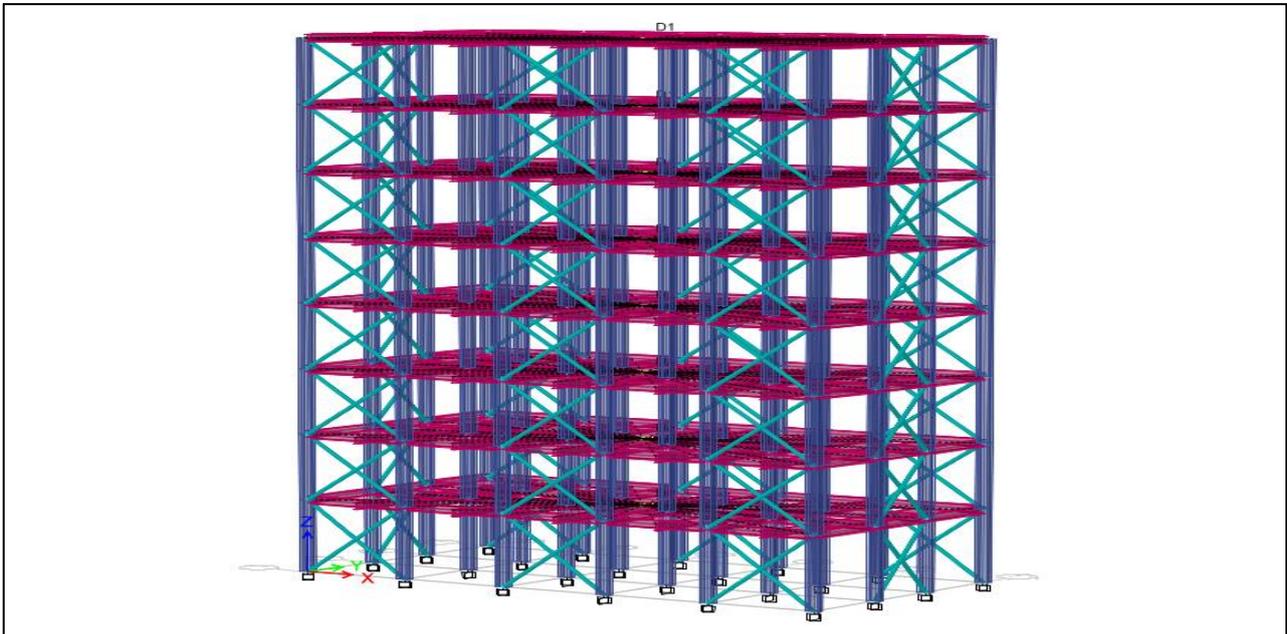


Figure IV.20 : Perspective 3D des structures R+7 contreventées par palées en X avec CFST car./cir.

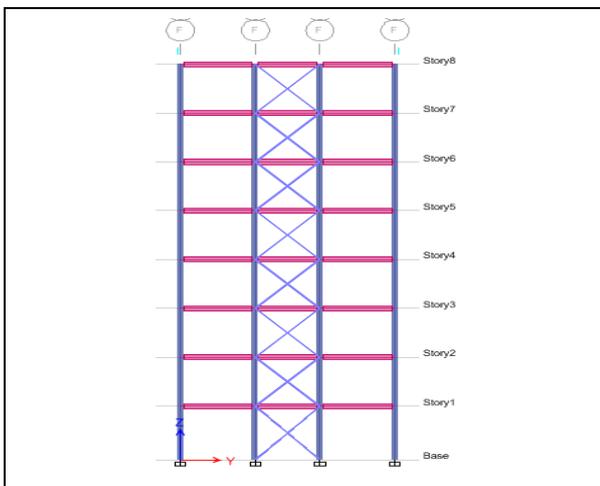


Figure IV.20a : Vue en plan au sens Y.

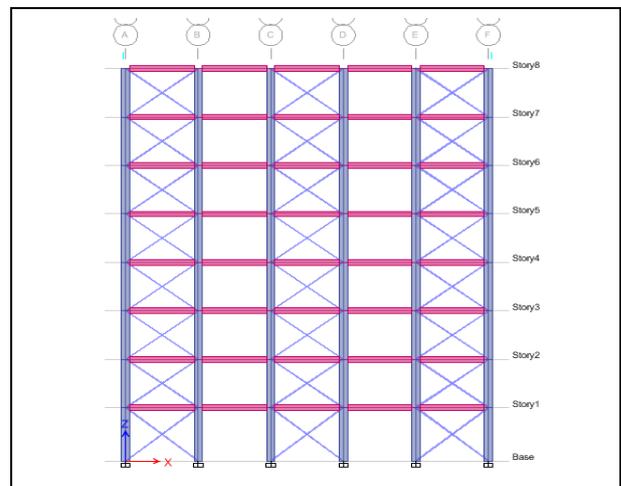


Figure IV.20b : Vue en plan au sens X.

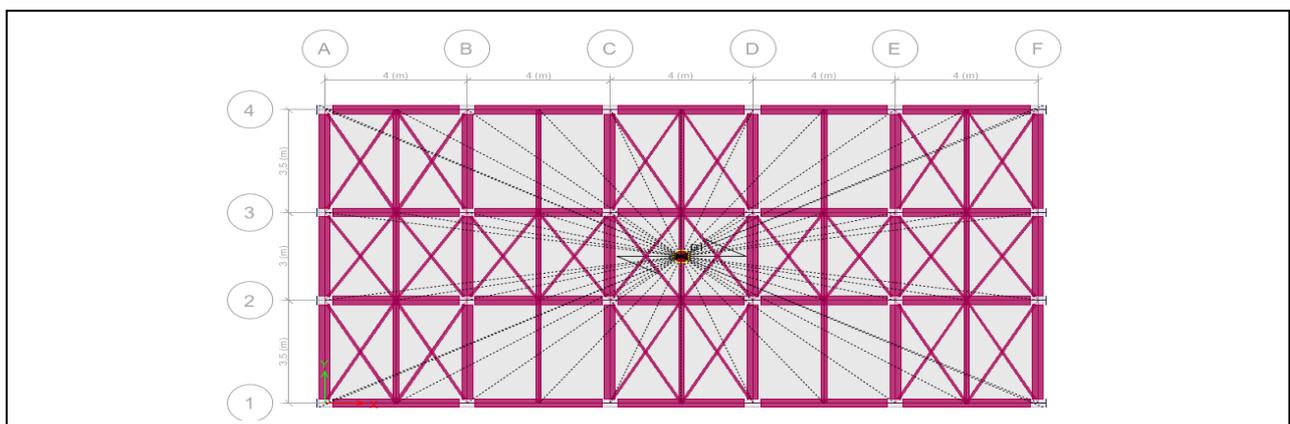


Figure IV.20c : Vue en plan de la toiture des structures R+7 contreventées par palées en X avec CFST car./cir.

- Variante N°24/27 :
- Structure R+11: Contreventement par palées en X , deux aux extrémités et un au milieu de la façade avec tube en acier carré / circulaire rempli du béton **CFST car./cir.**

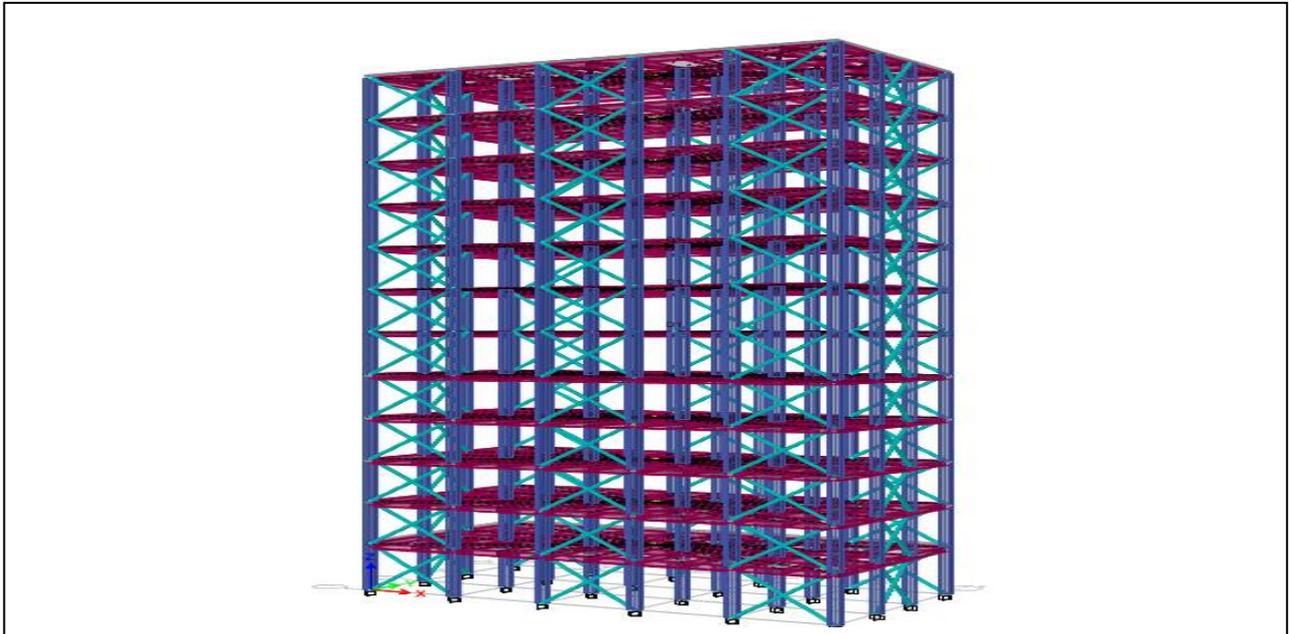


Figure IV.21: Perspective 3D des structures R+11 contreventées par palées en X avec CFST car./cir.

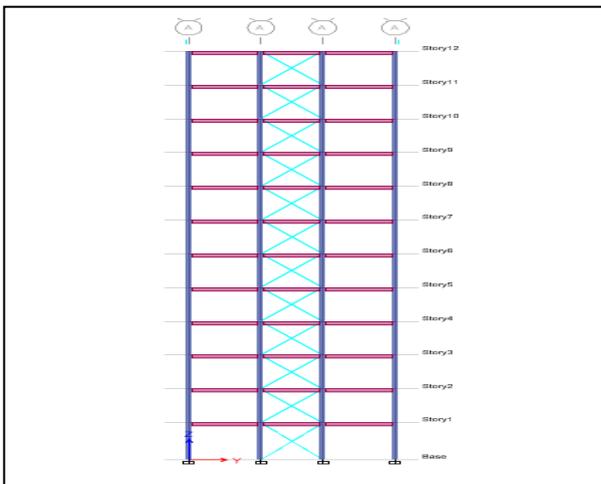


Figure IV.21a : Vue en plan au sens Y.

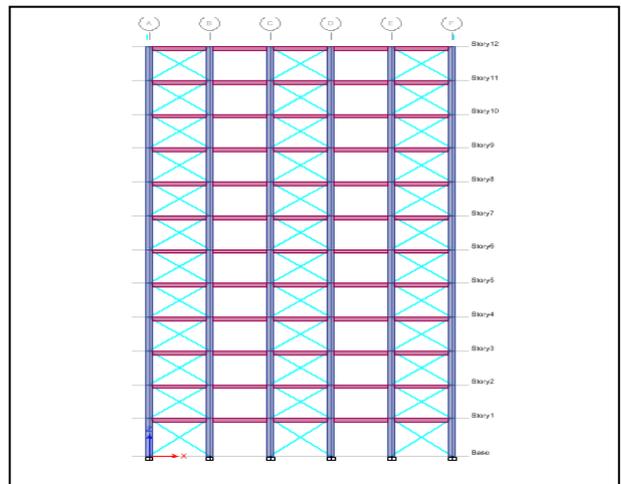


Figure IV.21b : Vue en plan au sens X.

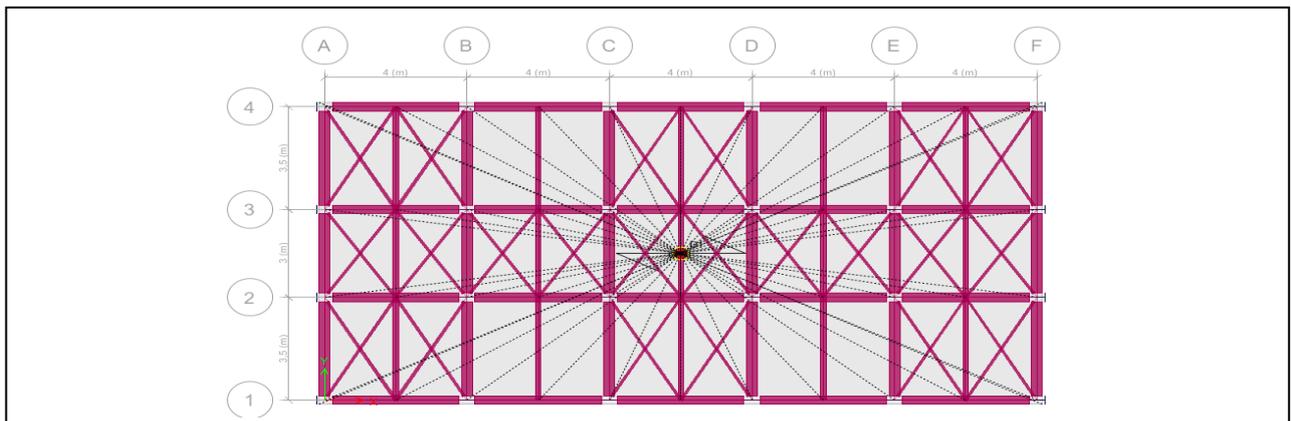


Figure IV.21c : Vue en plan de la toiture des structures R+11 contreventée par palées en X avec CFST car./cir.

IV.3 - Etude Sismique :

IV.3.1 - Méthode statique équivalente :

IV.3.1.a - Estimation de la période fondamentale de la structure :

a) -Vérification de la période :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure par des méthodes analytiques ou numériques par Robot et Etabs.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C \cdot h_N^{3/4}$.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Dans notre étude on prend deux valeurs de CT :

- 1- **CT = 0,050** pour les structures contreventées par palées en X, Λ (V renversé) avec cornières et CFST carré et circulaire et les structures contreventées par voile en béton armé (des deux épaisseurs théorique de 10 cm et 12 cm).
- 2- **CT = 0,085** pour les structures sans contreventement.

Tableau IV.6 : Tableau 4.6 des valeurs du coefficient CT (RPA 99 version 2003 - Page 42)

Cas n°	Système de contreventement	CT
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0,075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton Armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,050

Condition de la RPA 99 version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau IV.7 : Les valeurs de la période empirique Robot des structures à 3,7 et 11 étages.

Variantes	T1	Tx	Ty
Variante N°01	0,56	0,25	0,35
Variante N°02	0,93	0,49	0,69
Variante N°03	1,26	0,73	1,03
Variante N°04	0,33	0,25	0,35
Variante N°05	0,55	0,49	0,69
Variante N°06	0,74	0,73	1,03
Variante N°07	0,33	0,25	0,35
Variante N°08	0,55	0,49	0,69
Variante N°09	0,74	0,73	1,03
Variante N°10	0,33	0,25	0,35
Variante N°11	0,55	0,49	0,69
Variante N°12	0,74	0,73	1,03
Variante N°13	0,33	0,25	0,35
Variante N°14	0,55	0,49	0,69
Variante N°15	0,74	0,73	1,03
Variante N°16	0,33	0,25	0,35
Variante N°17	0,55	0,49	0,69
Variante N°18	0,74	0,73	1,03

$$T1 = C \cdot h_N^{3/4}$$

$$Dx = 20 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D_x}}$$

$$Dy = 10 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D_y}}$$

$$T_x = \min \left(C \cdot h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \right) \quad ; \quad T_y = \min \left(C \cdot h_N^{3/4} ; \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \right).$$

IV.3.1.b - Vérification du Coefficient de comportement :

Tableau IV.8 : Tab.4.3 des valeurs du coefficient de comportement R du RPA 99 version 2003 - Page 38.

Cat.	Description du système de contreventement (voir chapitre III §3.4)	Valeur de R
<u>A</u>	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide.	5
1b	Portiques auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide.	3,5
2	Voiles porteurs.	3,5
3	Noyau.	3,5
4a	Mixte portiques / voiles avec interaction.	5
4b	Portiques contreventés par des voiles.	4
5	Console verticale à masses réparties.	2
6	Pendule inverse.	2
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques auto-stables ductiles.	6
8	Portiques auto-stables ordinaires.	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X.	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V.	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X.	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V.	4
11	Portiques en console verticale.	2
<u>C</u>	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée.	2,5

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Notre structure est un bâtiment à usage bureautique dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, soit un groupe d'usage **2** : d'importance moyenne donc **A = 0,25**.

Tableau IV.9 : Tableau 4.1 du Coefficient d'accélération de zone A (RPA 99 Page 34 - 35).

Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

• Sites :

Tableau IV.10: Tableau 4.7 des valeurs de T1 et T2 du RPA 99 version 2003 - Page 35.

Sites	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

T2: Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003.

On a un Site ferme, Catégorie S2 \Rightarrow **T2 = 0, 40 s.**

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $VS \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

ξ (%) : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA 99 version 2003).

Tableau IV.11: Tableau 4.2 le pourcentage d'amortissement critique du RPA 99 version 2003 - Page 35.

Remplissage	Portiques		Voiles / murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre étude on prend deux paramètres :

1- $\xi = 5 \%$ pour les structures avec contreventement par palées en X et Λ avec cornières 200 x 200 x 24 et avec tube d'acier carré et circulaire rempli du béton et les structures sans contreventement.

2- $\xi = 10 \%$ pour les structures avec voile en béton armé (en deux épaisseurs).

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s. (4.2 \text{ RPA } 99, \text{ version } 2003) \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3,0s. \end{cases}$$

Tableau IV.12 : Les valeurs A, Q, CT, R, ξ , η et D des structures à 3,7 et 11 étages.

Variantes	A	Q	CT	D	$\xi\%$	η
Variante N°01	0,25	1,15	0,085	1,37	5	1
Variante N°02	0,25	1,15	0,085	0,98	5	1
Variante N°03	0,25	1,15	0,085	0,79	5	1
Variante N°04	0,25	1,15	0,050	2,5	5	1
Variante N°05	0,25	1,15	0,050	1,58	5	1
Variante N°06	0,25	1,15	0,050	1,15	5	1
Variante N°07	0,25	1,15	0,050	2,5	5	1
Variante N°08	0,25	1,15	0,050	1,62	5	1
Variante N°09	0,25	1,15	0,050	1,18	5	1
Variante N°10	0,25	1,15	0,050	1,9	10	0,76
Variante N°11	0,25	1,15	0,050	1,20	10	0,76
Variante N°12	0,25	1,15	0,050	0,86	10	0,76
Variante N°13	0,25	1,15	0,050	1,9	10	0,76
Variante N°14	0,25	1,15	0,050	1,21	10	0,76
Variante N°15	0,25	1,15	0,050	0,87	10	0,76
Variante N°16	0,25	1,15	0,050	2,5	5	1
Variante N°17	0,25	1,15	0,050	1,72	5	1
Variante N°18	0,25	1,15	0,050	1,17	5	1
Variante N°19	0,25	1,15	0,050	2,5	5	1
Variante N°20	0,25	1,15	0,050	1,69	5	1
Variante N°21	0,25	1,15	0,050	1,26	5	1
Variante N°22	0,25	1,15	0,050	2,5	5	1
Variante N°23	0,25	1,15	0,050	1,79	5	1
Variante N°24	0,25	1,15	0,050	1,31	5	1
Variante N°25	0,25	1,15	0,050	2,5	5	1
Variante N°26	0,25	1,15	0,050	1,75	5	1
Variante N°27	0,25	1,15	0,050	1,30	5	1

IV.3.1.c - Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum Pq \quad (4 - 4)$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q. Sa valeur est donnée au tableau 4.4.

Tableau IV.13 : Tableau 4.4 des valeurs des pénalités Pq du RPA 99 version 2003 - Page 41.

Critère q	Pq	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0,05
2- Redondance en plan.	0	0,05
3- Régularité en plan.	0	0,05
4- Régularité en élévation.	0	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0,05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0,10

$$Q = 1 + \sum Pq = (1 + 0,05 + 0,1) = 1,15.$$

IV.3.1.d - Vérification du nombre de modes à considérer :

D'après le RPA 99 version 2003 (article 4.3.4 -a). Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La Somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Direction (x – x) : **10** modes (90 % de la masse sismique de la structure).

Direction (y – y) : **10** modes (90 % de la masse sismique de la structure).

IV.3.1.e - Calcul de force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

- Dans notre étude, on a choisi le sens longitudinal x puisqu'il est le plus sollicité.

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{A.D.Q}{R} . W = \dots (1).$$

- **Structure R + 3 :**

Tableau IV.14 : L'effort tranchant statique d'une Structure R+3 avec plusieurs variantes.

	Var. 01	Var. 04	Var. 07	Var. 10	Var. 13	Var. 16	Var. 19	Var. 22	Var. 25
V_x (kN)	357,44	611,80	734,74	640,51	653,78	695,89	692,78	561,76	558,15

- **Structure R + 7 :**

Tableau IV.15 : L'effort tranchant statique d'une Structure R+7 avec plusieurs variantes.

	Var. 02	Var. 05	Var. 08	Var. 11	Var. 14	Var. 17	Var. 20	Var. 23	Var. 26
V_x (kN)	593,43	861,34	1068,77	922,92	947,21	944,39	924,35	791,87	769,08

- **Structure R + 11 :**

Tableau IV.16 : L'effort tranchant statique d'une Structure R+11 avec plusieurs variantes.

	Var. 03	Var. 06	Var. 09	Var. 12	Var. 15	Var. 18	Var. 21	Var. 24	Var. 27
V_x (kN)	717,26	933,55	1162,18	991,62	1020,65	956,51	1028,09	863,89	852,73

IV.3.2 - Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1 - Principe :

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

IV.3.2.2 – Spectre de réponse : Art 4.3.3, Page 44-45 du RPA 99 Version 2003.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left\{ 1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right\} & 0 \leq T \leq T_1. \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s. \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s. \end{cases} \quad (4.13 \text{ RPA99, version 2003})$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2).

R : Coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

• **Structure R + 3 :**

Tableau IV.17 : Spectre de réponse **Sa/g** et la période dynamique **Tdyn(s)** des structures R+3.

	Var. 01	Var. 04	Var. 07	Var. 10	Var. 13	Var. 16	Var. 19	Var. 22	Var. 25
Sa/g	0,12	0,18	0,22	0,20	0,20	0,22	0,22	0,18	0,18
T(s)	0,98	0,35	0,33	0,34	0,33	0,35	0,35	0,31	0,33

• **Structure R + 7 :**

Tableau IV.18 : Spectre de réponse **Sa/g** et la période dynamique **Tdyn(s)** des structures R+7.

	Var. 02	Var. 05	Var. 08	Var. 11	Var. 14	Var. 17	Var. 20	Var. 23	Var. 26
Sa/g	0,09	0,11	0,15	0,12	0,12	0,15	0,15	0,13	0,13
T(s)	1,62	0,79	0,76	0,79	0,78	0,70	0,72	0,66	0,68

• **Structure R + 11 :**

Tableau IV.19 : Spectre de réponse **Sa/g** et la période dynamique **Tdyn(s)** des structures R+11.

	Var. 03	Var. 06	Var. 09	Var. 12	Var. 15	Var. 18	Var. 21	Var. 24	Var. 27
Sa/g	0,07	0,08	0,11	0,09	0,09	0,11	0,11	0,09	0,09
T(s)	2,24	1,28	1,23	1,3	1,29	1,24	1,11	1,05	1,06

IV.4 – Vérification de l'excentricité :

IV.4.1 - L'Effet de la torsion d'axe vertical : Art 4.2.7, Page 43-44 du RPA 99, Version 2003.

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité doit être prise en compte. Les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés. Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

a) **Centre de torsion** : Le Centre de torsion est repère dans le même système d'axe choisi, il définit par la formule suivante :

$$X_t = \frac{\sum x_i \cdot I_{xi}}{\sum I_{xi}} = X_G = \frac{L_x}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ m} .$$

$$Y_t = \frac{\sum y_i \cdot I_{yi}}{\sum I_{yi}} = Y_G = \frac{L_y}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ m} .$$

X_t, Y_t : L'abscisse du centre de torsion.

x_i, y_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

Et Selon les RPA on doit calculer deux types excentricité :

- **Excentricité théorique** :

C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de rigidité.

$$e_{xt} = X_G - X_t = 0.$$

$$e_{yt} = Y_G - Y_t = 0.$$

- **Excentricité accidentelle** : Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs : 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).

$$e_{xt} < e_{xa} \rightarrow e_{xa} = 5\% \times L_x \text{ max} = 0,05 \times 20 = \mathbf{10 \text{ m}} .$$

$$e_{yt} < e_{ya} \rightarrow e_{ya} = 5\% \times L_y \text{ max} = 0,05 \times 10 = \mathbf{5 \text{ m}} .$$

Chapitre V: Discussions des résultats

V.1 - Discussions des résultats des variantes:

Les résultats obtenus de ces analyses en termes de période fondamentale, fréquence, la masse de la structure, le déplacement latéral et inter-étage, l'effort tranchant à la base, le coefficient de comportement R, capacité portante (les contraintes), énergie de dissipation (ductilité), la stabilité au renversement et le spectre de réponse.

V.1.1 - Les Variantes standard et avec plusieurs types de contreventements:

- ✚ Variante N°1 : Structure R+3 sans contreventement.
- ✚ Variante N°2 : Structure R+7 sans contreventement.
- ✚ Variante N°3 : Structure R+11 sans contreventement.
- ✚ Variante N°4 : Structure R+3 contreventée par palées en X au centre et aux extrémités.
- ✚ Variante N°5 : Structure R+7 contreventée par palées en X au centre et aux extrémités.
- ✚ Variante N°6 : Structure R+11 contreventée par palées en X au centre et aux extrémités.
- ✚ Variante N°7 : Structure R+3 contreventée par palées en Λ au centre et aux extrémités.
- ✚ Variante N°8 : Structure R+7 contreventée par palées en Λ au centre et aux extrémités.
- ✚ Variante N°9 : Structure R+11 contreventée par palées en Λ au centre et aux extrémités.
- ✚ Variante N°10 : Structure R+3 contreventée par voile au centre avec une épaisseur de 10 cm.
- ✚ Variante N°11 : Structure R+7 contreventée par voile au centre avec une épaisseur de 10 cm.
- ✚ Variante N°12 : Structure R+11 contreventée par voile au centre avec une épaisseur de 10 cm.
- ✚ Variante N°13 : Structure R+3 contreventée par voile au centre avec une épaisseur de 12 cm.
- ✚ Variante N°14 : Structure R+7 contreventée par voile au centre avec une épaisseur de 12 cm.
- ✚ Variante N°15 : Structure R+11 contreventée par voile au centre avec une épaisseur de 12 cm.

V.1.1.1- Estimation de la période fondamentale et fréquence de la structure :

Tableau V.1: Les Valeurs des fréquences, des périodes dynamique et du RPA des structures.

Variantes	Fréquence (Hz)	Période dynamique (sec)	Période (sec) RPA
Variante N°1	1,03	0,98	0,558
Variante N°2	0,62	1,62	0,93
Variante N°3	0,45	2,24	1,257
Variante N°4	2,89	0,35	0,328
Variante N°5	1,27	0,79	0,547
Variante N°6	0,78	1,28	0,739
Variante N°7	2,99	0,33	0,328
Variante N°8	1,32	0,76	0,547
Variante N°9	0,81	1,23	0,739
Variante N°10	2,96	0,34	0,328
Variante N°11	1,26	0,79	0,547
Variante N°12	0,77	1,30	0,739
Variante N°13	3,03	0,33	0,328
Variante N°14	1,28	0,78	0,547
Variante N°15	0,78	1,29	0,739

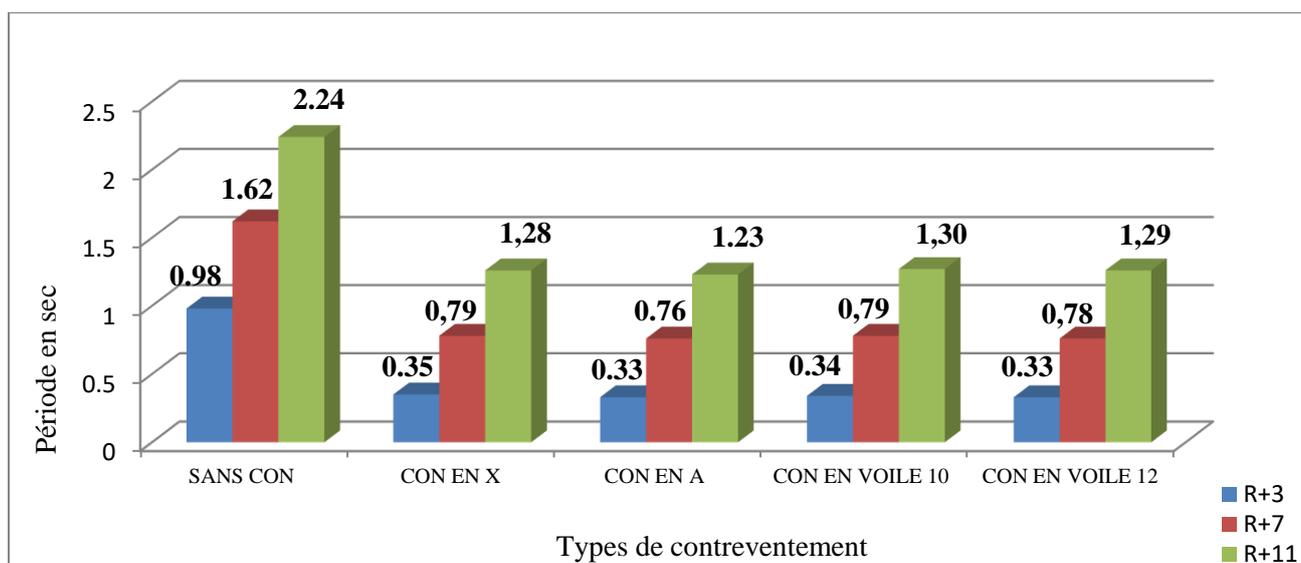


Figure V.1: Graphique des valeurs des périodes dynamique des structures.

Commentaire : La figure V.1 représente les valeurs des périodes des différentes variantes.

Pour les structures R+3 : il apparaît clairement dans l'histogramme de la figure que l'ajout du voile ou des contreventements par palées triangulées en X ou en Λ fait chuter la valeur de la période des structures. En effet la période a diminué d'environ **66%** pour la structure en palées en Λ et **65%**, **64%** pour les structures contreventées en X et en voile avec les deux épaisseurs (10 cm et 12 cm).

Pour les structures R+7 : En effet le période a diminué d'environ **53%** pour la structure en palées en Λ et **51%** pour les structures contreventées en X et en voile avec les deux épaisseurs (10 cm et 12 cm).

Pour les structures R+11 : En effet le période a diminué d'environ **45%** pour la structure en palées en Λ et **42%,41%** pour les structures contreventées en X et en voile des deux épaisseurs (10 cm et 12 cm).

V.1.2 - Vérification de la participation des masses modales effectives :

Tableau V.2: La Vérification de la participation des masses modales.

Variantes	La Masse Cumulées UX	Masse UX (kg)	Vérification RPA 90%
Variante N°1	99,89%	749 849,60	CV
Variante N°2	99,05%	1 588 241,55	CV
Variante N°3	98,66%	2 359 822,19	CV
Variante N°4	99,45%	810 708,97	CV
Variante N°5	96,22%	1 695 727,91	CV
Variante N°6	93,95%	2 511 113,31	CV
Variante N°7	96,95%	792 295,86	CV
Variante N°8	91,40%	1 665 048,00	CV
Variante N°9	94,49%	2 468 887,55	CV
Variante N°10	95,82%	805 010,01	CV
Variante N°11	96,91%	1 683 825,18	CV
Variante N°12	93,93%	2 502 607,61	CV
Variante N°13	95,51%	813 624,71	CV
Variante N°14	95,85%	1 700 844,46	CV
Variante N°15	93,65%	252 803,47	CV

Commentaire :Le mode fondamentale entraîne plus de **90%** de la masse totale. De ce fait, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les autres modes propres.

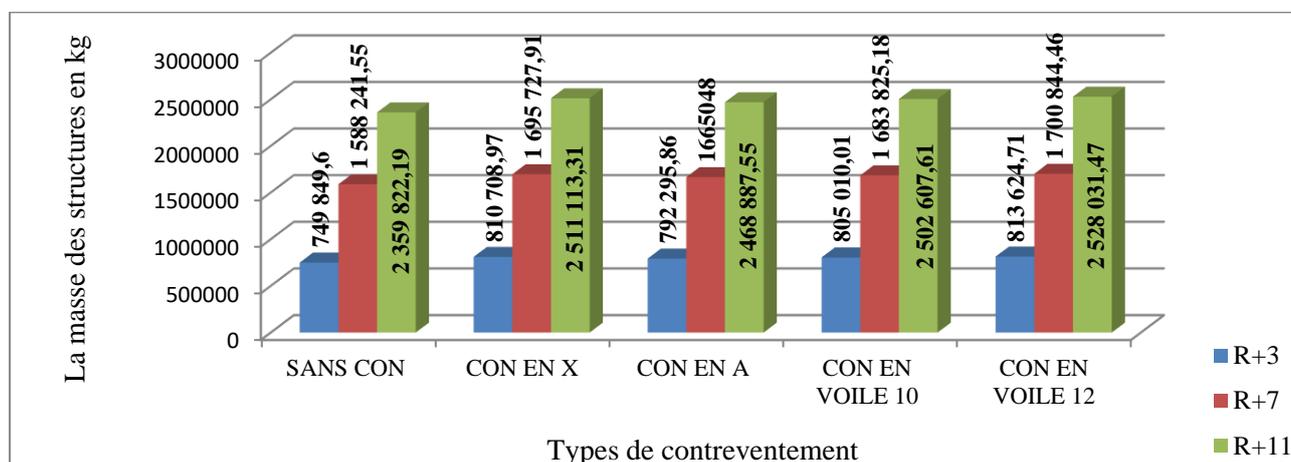


Figure V.2 : Graphique des valeurs de la participation des masses modales.

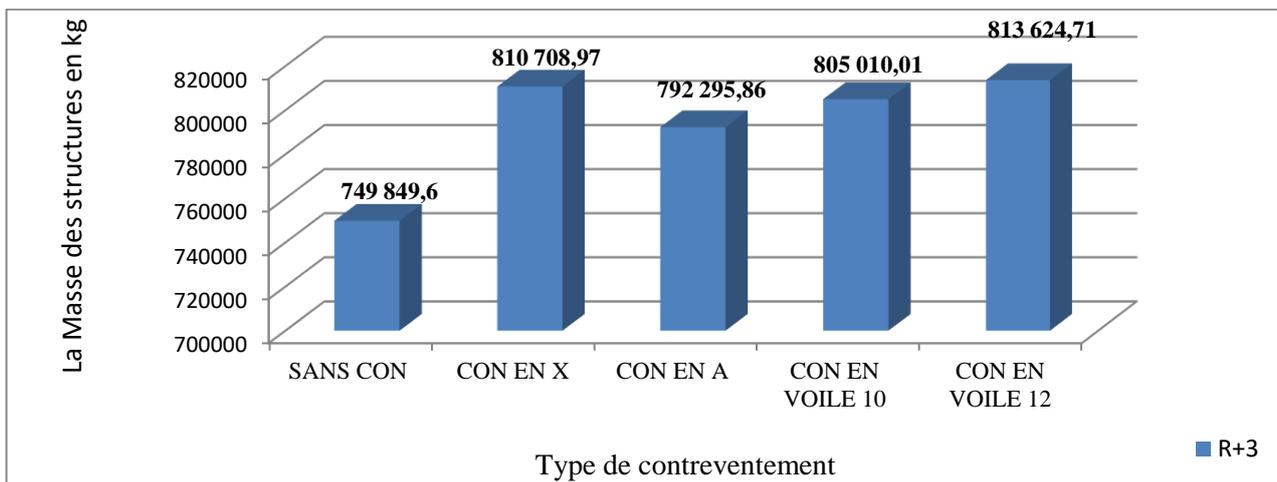


Figure V.3: Graphique des valeurs de la masse cumulée des structures R+3.

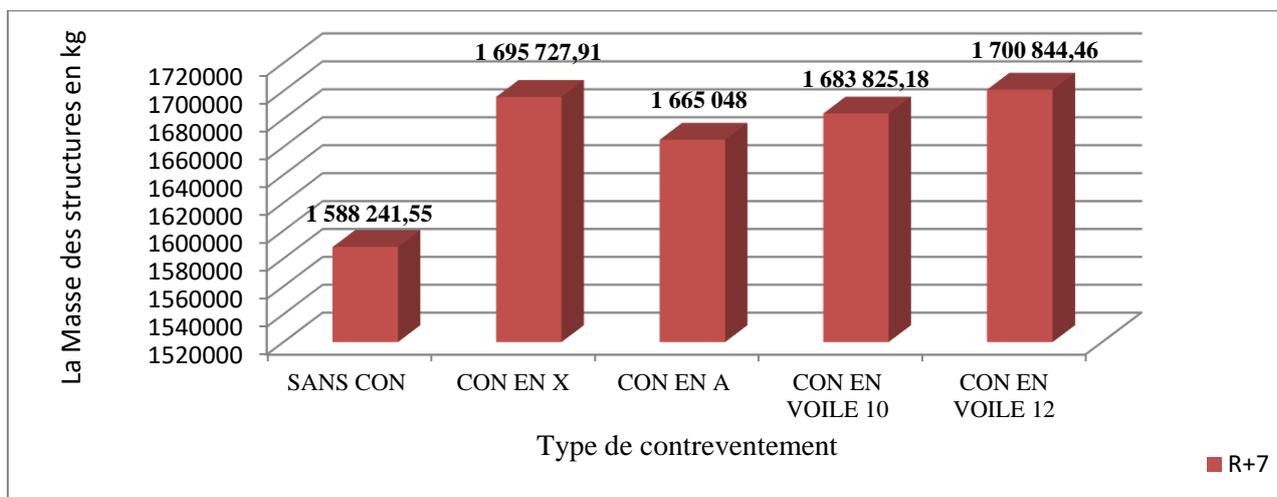


Figure V.4: Graphique des valeurs de la masse cumulée des structures R+7.

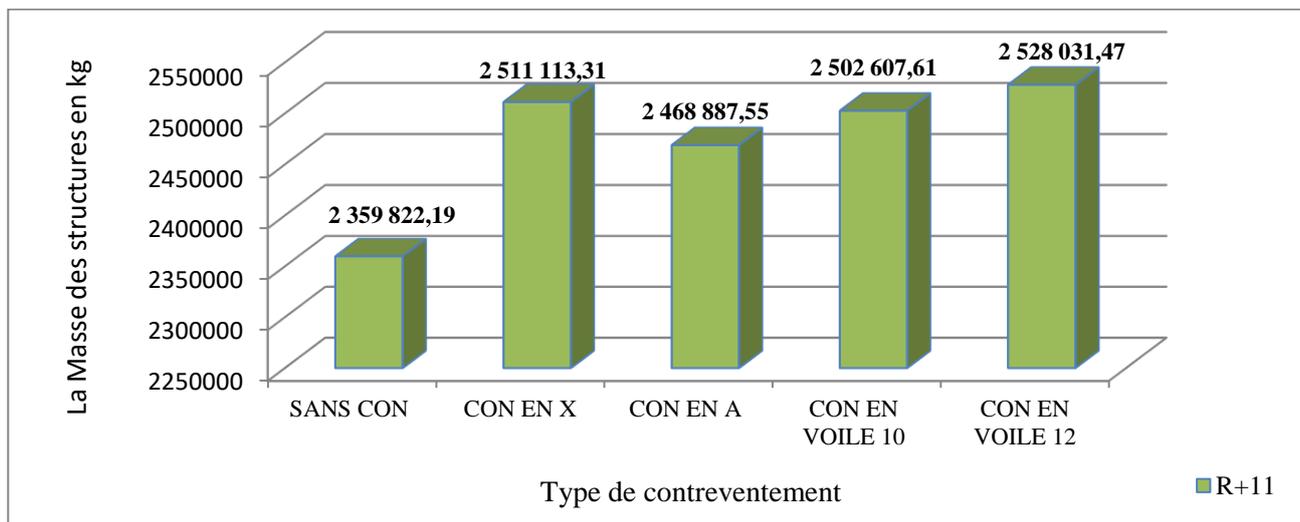


Figure V.5: Graphique des valeurs de la masse cumulée des structures R+11.

Commentaire : D'après l'analyse de la figure V.3, la plus grande valeur de la masse est celle de la structure contreventée par des voiles en béton de l'épaisseur 12 cm et la petite valeur est la masse des structures sans contreventement.

- La meilleure valeur peut être prise parmi les structures contreventées est la masse des structures contreventées par des palées en Λ .
- Le masse des structures contreventées par des palées diminue d'environ 2% par rapport à la masse de structure en voile (pour les différents étages R+3 et R+7, R+11).

V.1.1.3 - L'effort tranchant à la base :

Les efforts tranchants à la base des structures obtenus par la méthode équivalent statique :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot w.$$

Tableau V.3: Les valeurs de l'effort tranchant statique et dynamique à la base.

Variante	D	W	Fx (kN)	Vx (kN)
Variante N°1	1,37	3630	1336,84	357,44
Variante N°2	0,98	8425	1891,27	593,43
Variante N°3	0,79	12632	2190,03	717,26
Variante N°4	2,5	4256	1199,67	611,8
Variante N°5	1,58	9481	2031,20	861,34
Variante N°6	1,15	14118	2159,10	933,55
Variante N°7	2,5	1089	1463,88	734,74
Variante N°8	1,62	9179	2710,37	1068,77
Variante N°9	1,18	13703	2853,81	1162,18
Variante N°10	1,9	4104	1278,33	640,51
Variante N°11	1,20	9363	1934,26	922,92
Variante N°12	0,86	14032	2117,70	991,29
Variante N°13	1,9	4189	1283,57	653,78
Variante N°14	1,21	9530	1963,40	947,21
Variante N°15	0,87	14282	2144,90	1020,65

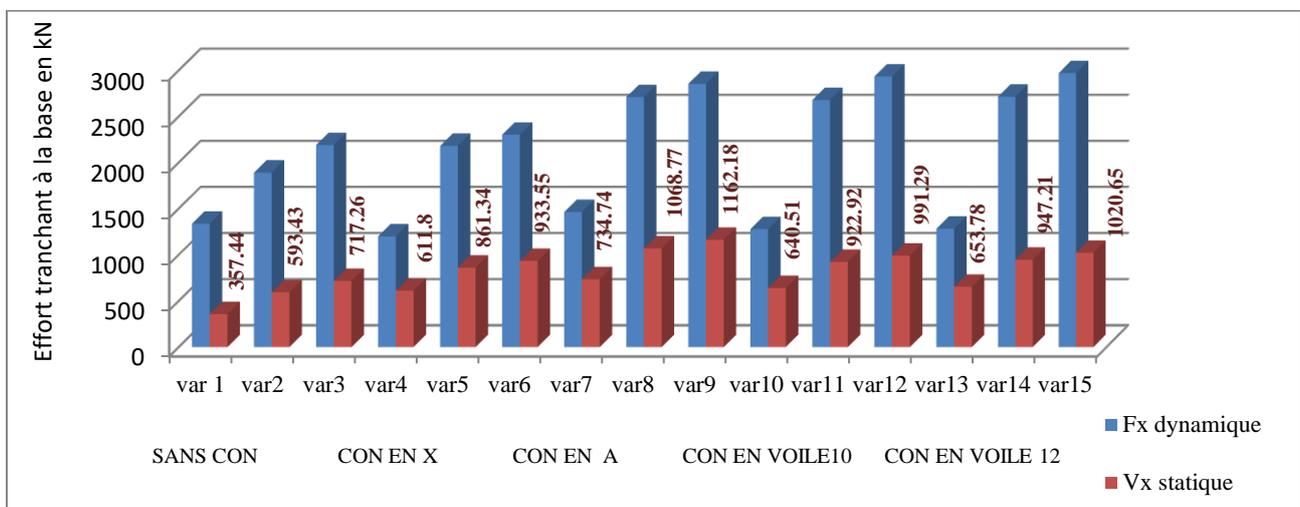


Figure V.6 : Graphique des valeurs de l'effort tranchant dynamique et statique à la base.

V.1.1.3.1 – Résultante des forces sismiques de calcul : (Art 4.3.6, Page 46 du RPA99).

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Tableau V.4: La vérification des forces de calcul dynamique et statique du RPA des structures.

Variantes	Fx dynamique (kN)	0,8 Vx statique (kN)	Vérification
Variante N°1	1336,84	285,95	CV
Variante N°2	1891,27	474,74	CV
Variante N°3	2190,03	573,80	CV
Variante N°4	1199,67	489,44	CV
Variante N°5	2031,20	689,08	CV
Variante N°6	2159,10	746,84	CV
Variante N°7	1463,88	587,79	CV
Variante N°8	2710,37	855,01	CV
Variante N°9	2853,81	929,74	CV
Variante N°10	1278,33	512,41	CV
Variante N°11	1934,26	738,34	CV
Variante N°12	2117,70	793,03	CV
Variante N°13	1283,57	523,03	CV
Variante N°14	1963,40	757,77	CV
Variante N°15	2144,90	816,52	CV

Commentaire :

D'après l'analyse de la figure V.6, qui représente le graphique la plus grande valeur de l'effort tranchant des structures étudiées, on a constaté que la meilleure valeur peut être prise parmi celles des structures contreventées par palées en Λ pour les différents étages R+3 et R+7, R+11, donc les contreventements.

V.1.1.4 - Vérification du déplacement maximale au sommet et inter-étage :

La vérification de déplacement de chaque étage par la formule : $dr \leq 1\% he$.

dx : le déplacement de chaque étage en cm.

dr : le déplacement relatif de niveau K par rapport au niveau K-1 entre étage en (cm).

he : la hauteur de l'étage.

Tableau V.5: Vérification du déplacement maximale au sommet de chaque étage des structures.

Cas /Etage	dx (cm) Structure Sans contreventement	dx (cm) Structure contreventée en X	dx (cm) Structure contreventée en Λ	dx (cm) Structure contreventée en voile 10	dx (cm) Structure Contreventée en voile 12	
R+3	4/1	3,10	0,20	0,20	0,26	0,24
	4/2	4,50	0,40	0,40	0,60	0,55
	4/3	5,30	0,70	0,70	0,97	0,91
	4/4	5,80	0,90	0,90	1,30	1,23
R+7	8/1	4,45	0,38	0,34	0,62	0,57
	8/2	6,53	0,95	0,85	1,49	1,40
	8/3	8,15	1,66	1,52	2,53	2,42
	8/4	9,54	2,45	2,28	3,64	3,51
	8/5	10,73	3,25	3,06	4,73	4,59
	8/6	11,69	4,04	3,81	5,75	5,60
	8/7	12,40	4,79	4,52	6,67	6,52
	8/8	12,86	5,47	5,14	7,46	7,33
R+11	12/1	5,20	0,43	0,36	0,71	0,66
	12/2	7,69	1,10	0,95	1,74	1,65
	12/3	9,74	1,96	1,76	3,02	2,90
	12/4	11,62	2,95	2,71	4,43	4,28
	12/5	13,37	4,01	3,74	5,90	5,72
	12/6	15,00	5,10	4,88	7,34	7,15
	12/7	16,47	6,19	5,98	8,73	8,53
	12/8	17,79	7,24	6,94	10,04	9,83
	12/9	18,92	8,25	7,93	11,23	11,02
	12/10	19,86	9,19	8,86	12,29	12,09
	12/11	20,59	10,07	9,72	13,25	13,05
	12/12	21,10	10,88	10,48	14,08	13,90

Tableau V.6: Vérification du déplacement inter-étage des structures.

Cas / Etage	dr (cm) Structure Sans contreventement	dr (cm) Structure contreventée en X	dr (cm) Structure contreventée En Λ	dr (cm) Structure contreventée en voile 10	dr (cm) Structure Contreventée En voile 12	1% he (cm)	Vérification	
R+3	4/1	3,1	0,2	0,2	0,26	0,24	3,3	CV
	4/2	1,4	0,2	0,3	0,33	0,31	3	CV
	4/3	0,9	0,3	0,2	0,36	0,35	3	CV
	4/4	0,5	0,3	0,2	0,33	0,32	3	CV
R+7	8/1	4,45	0,38	0,34	0,62	0,57	3,3	CV
	8/2	2,07	0,56	0,51	0,86	0,83	3	CV
	8/3	1,62	0,71	0,67	1,04	1,01	3	CV
	8/4	1,39	0,78	0,75	1,10	1,08	3	CV
	8/5	1,18	0,80	0,77	1,09	1,07	3	CV
	8/6	0,96	0,78	0,75	1,01	1,01	3	CV
	8/7	0,71	0,74	0,70	0,91	0,92	3	CV
	8/8	0,45	0,68	0,62	0,79	0,80	3	CV
R+11	12/1	5,20	0,43	0,43	0,36	0,66	3,3	CN
	12/2	2,49	0,66	0,66	0,59	0,99	3	CV
	12/3	2,04	0,86	0,86	0,80	1,24	3	CV
	12/4	1,88	0,98	0,98	0,95	1,38	3	CV
	12/5	1,75	1,06	1,06	1,03	1,44	3	CV
	12/6	1,62	1,09	1,09	1,07	1,43	3	CV
	12/7	1,47	1,08	1,08	1,07	1,38	3	CV
	12/8	1,31	1,05	1,05	1,04	1,29	3	CV
	12/9	1,13	1,00	1,00	0,99	1,19	3	CV
	12/10	0,93	0,94	0,94	0,92	1,07	3	CV
	12/11	0,72	0,87	0,87	0,85	0,96	3	CV
	12/12	0,51	0,81	0,81	0,76	0,85	3	CV

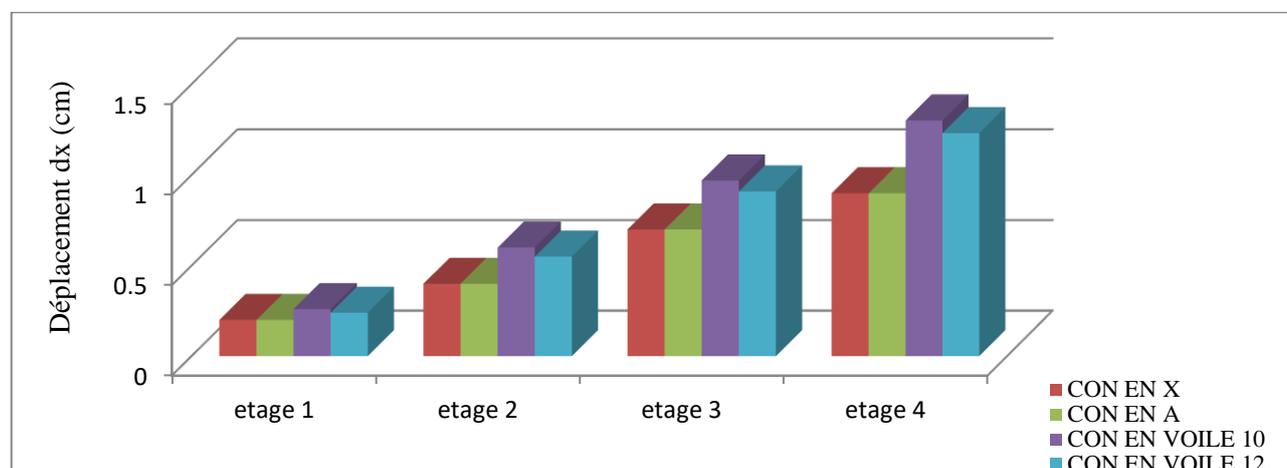


Figure V.7 : Graphique du déplacement latéral des structures R+3.

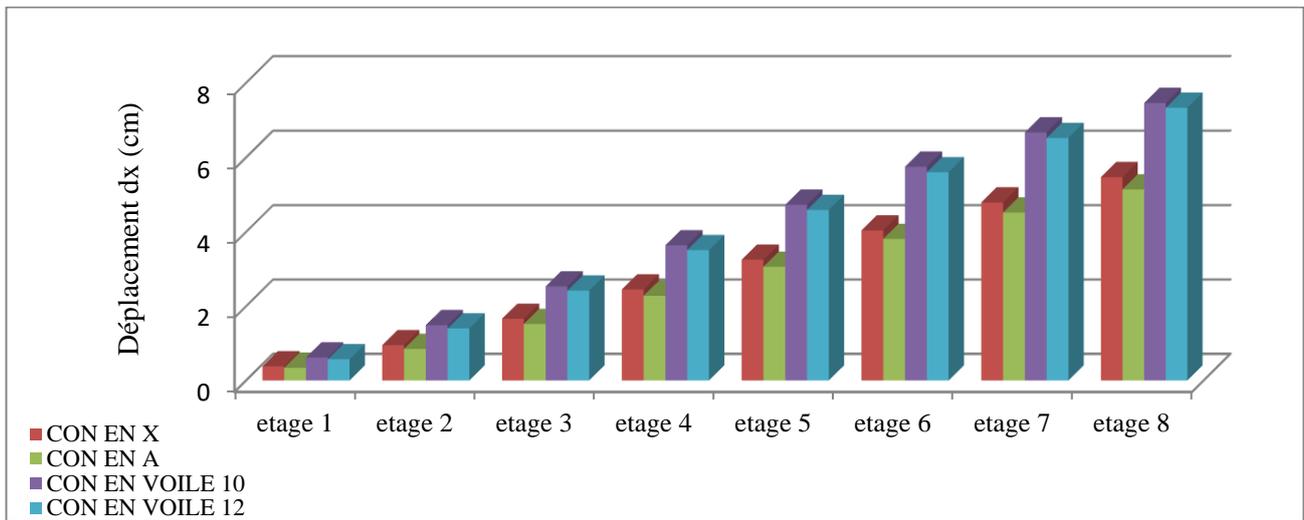


Figure V.8 : Graphique du déplacement latéral des structures R+7.

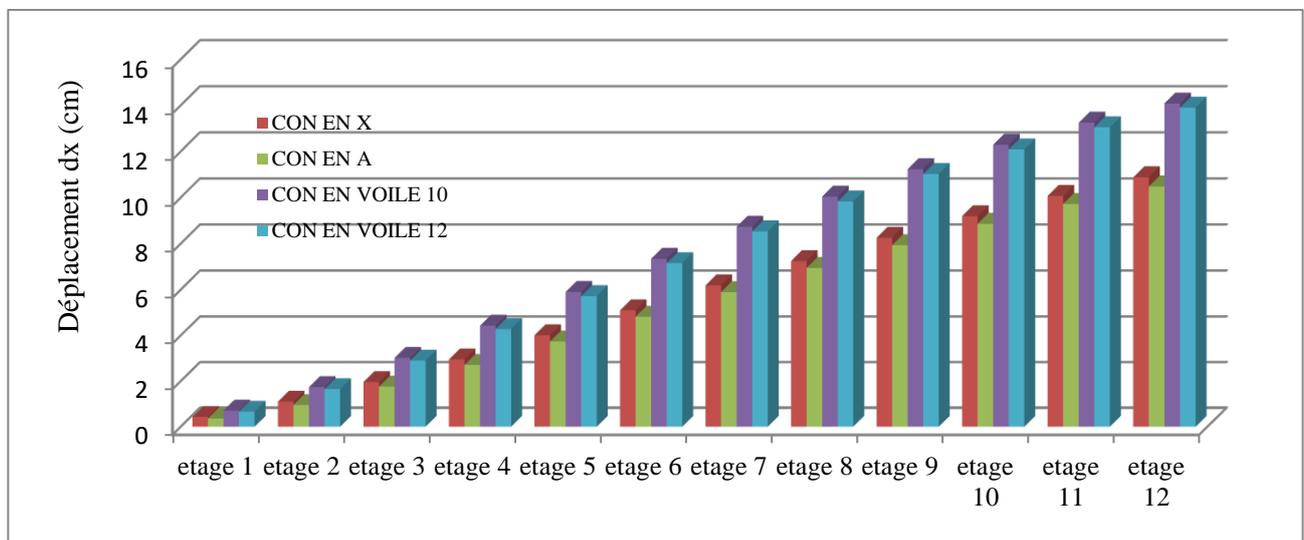


Figure V.9 : Graphique du déplacement latéral des structures R+11.

Commentaire : Les figures représentent les valeurs de déplacement des différentes structures étagées (R+3 R+7, R+11).

- Il apparaît que les structures sans contreventement ont un grand déplacement (5,8 cm, 12,86 cm et 21,10 cm) par rapport aux autres structures (contreventées par des palées en X, en Λ et par voile).
- L'ajout du contreventement des palées en Λ diminue les valeurs de déplacement d'environ **84%** pour les structures R+3, **60%** pour R+7 et **50%** pour R+11.
- La meilleure valeur peut être prise parmi les structures contreventées est le déplacement des structures contreventées par des palées en Λ .
- Dans la plupart des cas des étages, les déplacements inter-étage vérifient la limite adoptée par le RPA 99, version 2003.

V.1.1.5 - Capacité portante des structures :

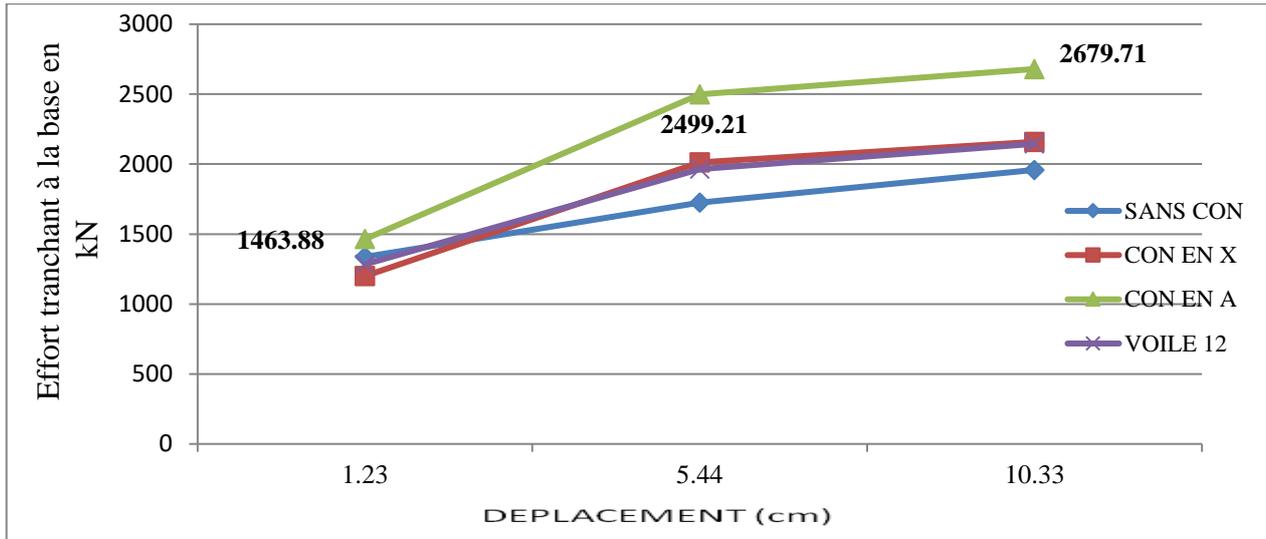


Figure V.10 : Courbes de la capacité portante des différentes structures.

Commentaire :

À la suite des résultats trouvées. Nous avons constaté pour les structures en contreventement en palées et en voiles :

- Une augmentation significative de la rigidité et de la résistance par rapport aux structures sans contreventement.
- L'ajout des palées sur toute la hauteur de structure offre un meilleur comportement vis-à-vis du séisme car la résistance à atteint **10% à 30%** plus que la résistance des structures sans contreventement et avec une grande diminution de déplacement.
- Le Contreventement par palées de type Λ donne une meilleure résistance par rapport aux palées en X et du voile avec une grande réduction de déplacement.

V.1.2 - Les Variantes avec contreventement mixte en tube d'acier carré

/circulaire rempli du béton :

D'après la comparaison des résultats, obtenues lors de l'étude des structures en charpente métallique en 15 variantes ; contreventées par différents éléments ; palée en X et en Λ (V renversé) et par voile en béton armé à multiples étages (R+3, R+7 et R+11).on a trouvé que les structures contreventées par palées de stabilité en Λ donnent des meilleurs résultats.

Et dans le but d'avoir une structure plus performante dans une zone à haute sismicité dans ces critères ; rigidité, effort tranchant, période, masse et de minimiser le Déplacement au sommet.

On a complété notre étude par un système de contreventement mixte acier - béton avec 6 autres variantes avec tube en acier carrée ou rond rempli en béton à 3,7 et 11 étages comme suite :

Variante N°16 :Structure R+3 contreventée par palées en Λ , deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier carré rempli en béton.

Variante N°17 :Structure R+7 contreventée par palées en Λ , deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier carré rempli en béton.

Variante N°18 :Structure R+11 contreventée par palées en Λ , deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier carré rempli en béton.

Variante N°19 :Structure R+3 contreventée par palées en Λ , deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier circulaire.

Variante N°20 :Structure R+7 contreventée par palées en Λ , deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier circulaire.

Variante N°21 :Structure R+11 contreventée par palées en Λ , deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier circulaire.

Variante N°22 :Structure R+3 contreventée par palées en X, deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier carré rempli en béton.

Variante N°23 :Structure R+7 contreventée par palées en X, deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier carré rempli en béton.

Variante N°24 : Structure R+11 contreventée par palées en X, deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier carré rempli en béton.

Variante N°25 : Structure R+3 contreventée par palées en X, deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier circulaire.

Variante N°26 : Structure R+7 contreventée par palées en X, deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier circulaire.

Variante N°27 : Structure R+11 contreventée par palées en X, deux aux extrémités et un au milieu de la façade en tube en acier circulaire.

V.1.2.1 - Estimation de la période fondamentale et fréquence des structures :

Tableau V.7: Les Valeurs des fréquences, des périodes dynamique et statique du RPA des structures.

Variante	Fréquence (Hz)	T dyn (sec)	T1 (s)	Tx (s)	T emp.
Variante N°16	2,87	0,35	0,33	0,25	0,35
Variante N°17	1,43	0,70	0,55	0,49	0,69
Variante N°18	0,80	1,24	0,74	0,73	1,03
Variante N°19	2,74	0,36	0,33	0,25	0,35
Variante N°20	1,38	0,72	0,55	0,49	0,69
Variante N°21	0,90	1,11	0,74	0,73	1,03
Variante N°22	3,18	0,31	0,33	0,25	0,35
Variante N°23	1,52	0,66	0,55	0,49	0,69
Variante N°24	0,95	1,05	0,74	0,73	1,03
Variante N°25	3,05	0,33	0,33	0,25	0,35
Variante N°26	1,47	0,68	0,55	0,49	0,69
Variante N°27	0,93	1,06	0,74	0,73	1,03

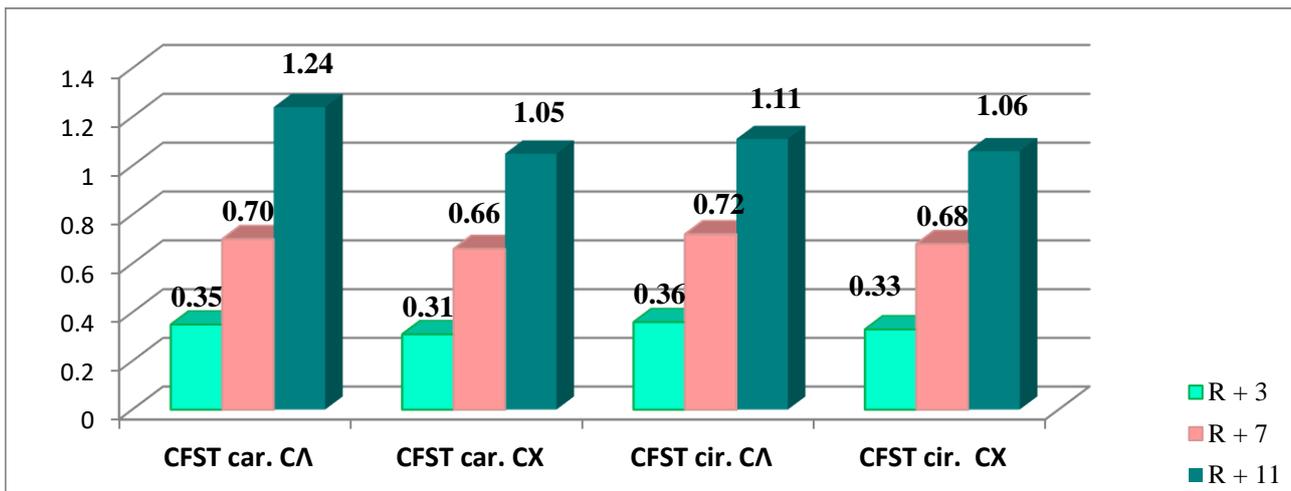


Figure V.11: Graphique des périodes dynamique des structures par type de contreventement.

Commentaire :

La figure V.11 représente le graphique de la période dynamique des structures à 3, 7 et 11 étages en fonction de type de contreventement.

Après l'analyse des graphes, on a constaté que la meilleure période dynamique obtenue est dans la configuration du type de contreventement par palées en X avec Tube d'acier carré rempli du béton (CFST car.CX) dans les variantes N°22, 23 et 24 des structures à 3, 7 et 11 étages est inférieure à celles des structures par palées en Λ et aux structures contreventées par palées en X avec Tube d'acier circulaire rempli du béton (CFST cir. CX) des variantes N°25, 26 et 27.

V.1.2.2 - Vérification de la participation des masses modales effectives :

Tableau V.8: Les Valeurs de la masse modales effectives des structures.

Variantes	Masse cumulée (%)	Masse (kg)	Vérification RPA (90%)
Variante N°16	+90 %	394 913,58	CV
Variante N°17	+ 90 %	778 977,70	CV
Variante N°18	+ 90 %	1 159 864,76	CV
Variante N°19	+ 90 %	393 149,19	CV
Variante N°20	+ 90 %	775 981,76	CV
Variante N°21	+ 90 %	1 157 606,41	CV
Variante N°22	+ 90 %	398 497,63	CV
Variante N°23	+ 90 %	784 533,56	CV
Variante N°24	+ 90 %	1 169 117,73	CV
Variante N°25	+ 90 %	395 932,05	CV
Variante N°26	+ 90 %	780 295,65	CV
Variante N°27	+ 90 %	1 163 263,82	CV

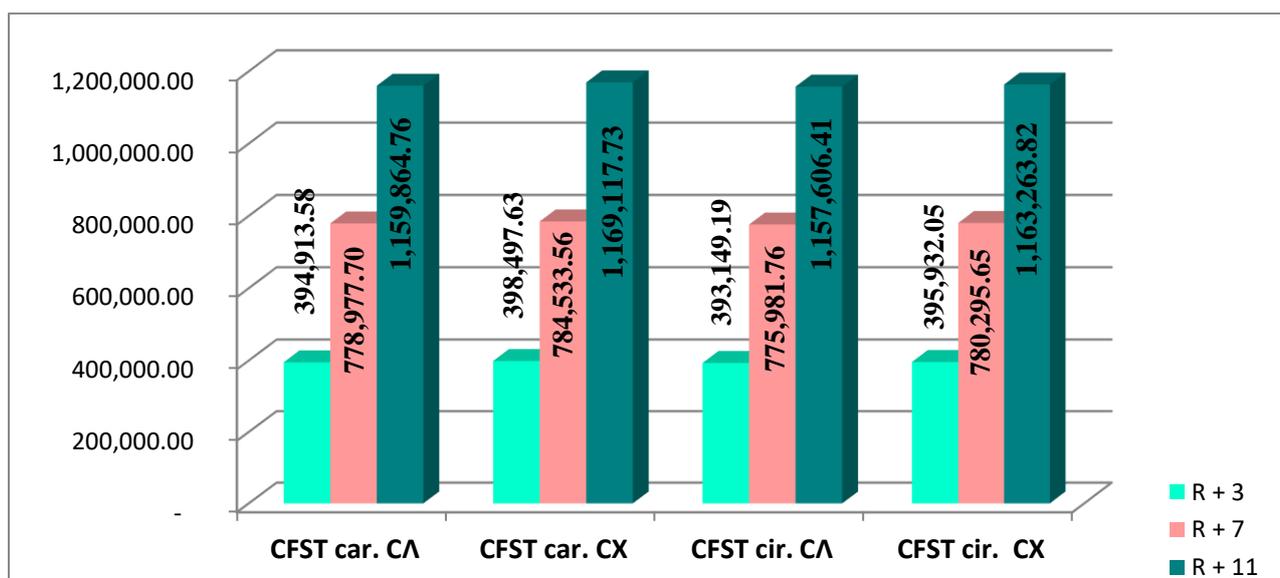


Figure V.12: Graphique de la participation des masses des structures par type de contreventement.

Commentaire :

La figure V.12 représente le graphique la masse des structures à 3, 7 et 11 étages en fonction de type de contreventement.

Après l'analyse des graphes, on a constaté que la meilleure masse obtenue est dans la configuration du type de contreventement par palées en Λ avec Tube d'acier carré rempli du béton (CFST car. CA) dans les variantes N°16, 17 et 18 des structures à 3, 7 et 11 étages est inférieur à celles des structures variantes N°22, 23 et 24 par palées en X et aux structures contreventées par palées en Λ avec Tube d'acier circulaire rempli du béton (CFST cir. CA) des variantes N°19,20 et 21.

V.1.2.3 - Résultante des forces sismiques de calcul : (Art 4.3.6, Page 46 du RPA99).

Tableau V.9: Les Valeurs des forces de calcul dynamique et statique du RPA des structures.

Variante	Fx dynamique (kN)	Vx statique (kN)	08 Vx statique (kN)	Vérification
Variante N°16	1187,21	695,89	556,71	CV
Variante N°17	1728,10	944,39	755,51	CV
Variante N°18	1910,35	956,51	765,21	CV
Variante N°19	1182,31	692,78	554,22	CV
Variante N°20	1721,76	924,35	739,48	CV
Variante N°21	1906,73	1028,09	822,47	CV
Variante N°22	959,17	561,76	449,41	CV
Variante N°23	1392,89	791,87	633,49	CV
Variante N°24	1540,91	863,89	690,89	CV
Variante N°25	953,15	558,15	446,52	CV
Variante N°26	1385,49	769,08	615,99	CV
Variante N°27	1533,27	852,73	682,18	CV

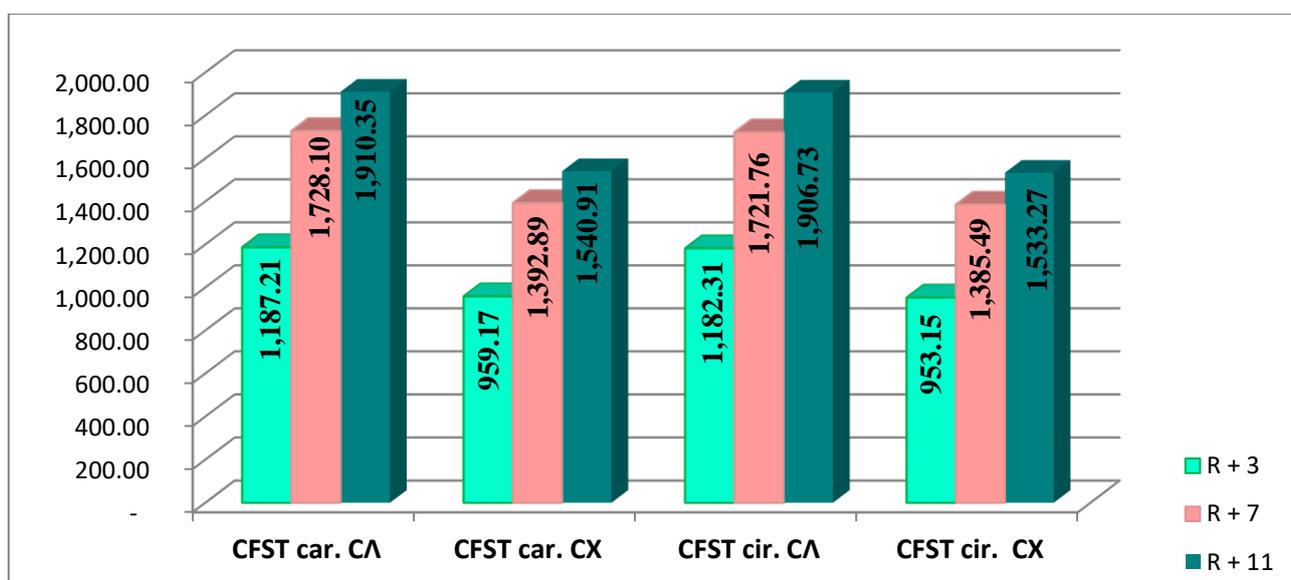


Figure V.13: Graphique de l'effort tranchant à la base des structures par type de contreventement.

Commentaire:

La figure V.13 représente le graphique l'effort tranchant à la base des structures à 3, 7 et 11 étages en fonction de type de contreventement.

Après l'analyse des graphes, on a constaté que le meilleur effort tranchant à la base obtenu est dans la configuration du type de contreventement par palées en Λ avec Tube d'acier carré rempli du béton (CFST car. CA) dans les variantes N°16, 17 et 18 des structures à 3, 7 et 11 étages est supérieur à celles des structures par palées en X et aux structures contreventées par palées en Λ avec Tube d'acier circulaire rempli du béton (CFST cir. CA) des variantes N°19,20 et 21.

V.1.2.4 -Vérification du déplacement maximale au sommet dx(cm) :

Tableau V.10:Les valeurs du déplacement au sommet des structures avec palées en Λ et en X.

Etage	Variante N°16	Variante N°19	Variante N°22	Variante N°25
4/4	0,40	0,45	0,29	0,31
4/3	0,33	0,37	0,23	0,26
4/2	0,23	0,26	0,16	0,18
4/1	0,11	0,12	0,07	0,08
Etage	Variante N°17	Variante N°20	Variante N°23	Variante N°26
8/8	1,43	1,54	1,09	1,16
8/7	1,32	1,43	0,99	1,06
8/6	1,17	1,28	0,87	0,94
8/5	0,99	1,09	0,73	0,79
8/4	0,79	0,88	0,58	0,63
8/3	0,58	0,65	0,42	0,46
8/2	0,37	0,41	0,26	0,29
8/1	0,17	0,19	0,11	0,13
Etage	Variante N°18	Variante N°21	Variante N°24	Variante N°27
12/12	2,8	2,96	2,19	2,27
12/11	2,66	2,82	2,06	2,15
12/10	2,48	2,64	1,91	2
12/9	2,27	2,43	1,74	1,83
12/8	2,04	2,19	1,56	1,64
12/7	1,79	1,93	1,36	1,44
12/6	1,52	1,64	1,15	1,22
12/5	1,24	1,35	0,93	1
12/4	0,95	1,05	0,71	0,77
12/3	0,67	0,75	0,5	0,55
12/2	0,41	0,46	0,31	0,34
12/1	0,18	0,2	0,13	0,15

V.1.2.5 -Vérification du déplacement maximale inter-étage dr(cm) :

Tableau V.11:Les valeurs du déplacement inter-étage des structures avec palées en Λ et en X.

Etage	Variante N°16	Variante N°19	Variante N°22	Variante N°25	Vérification
4/4	0,07	0,08	0,06	0,05	CV
4/3	0,11	0,11	0,07	0,08	CV
4/2	0,12	0,14	0,09	0,1	CV
4/1	0,11	0,12	0,07	0,08	CV
Etage	Variante N°17	Variante N°20	Variante N°23	Variante N°26	Vérification
8/8	0,11	0,11	0,9	0,1	CV
8/7	0,15	0,15	0,12	0,12	CV
8/6	0,18	0,19	0,14	0,15	CV
8/5	0,2	0,21	0,15	0,16	CV
8/4	0,21	0,23	0,16	0,17	CV
8/3	0,21	0,24	0,16	0,17	CV
8/2	0,2	0,22	0,15	0,16	CV
8/1	0,17	0,19	0,11	0,11	CV
Etage	Variante N°18	Variante N°21	Variante N°24	Variante N°27	Vérification
12/12	0,14	0,14	0,13	0,12	CV
12/11	0,18	0,18	0,15	0,15	CV
12/10	0,21	0,21	0,17	0,17	CV
12/9	0,23	0,24	0,19	0,19	CV
12/8	0,25	0,26	0,2	0,2	CV
12/7	0,27	0,29	0,21	0,22	CV
12/6	0,28	0,29	0,22	0,22	CV
12/5	0,29	0,3	0,22	0,23	CV
12/4	0,28	0,3	0,21	0,22	CV
12/3	0,26	0,29	0,19	0,21	CV
12/2	0,23	0,26	0,18	0,19	CV
12/1	0,18	0,2	0,13	0,15	CV

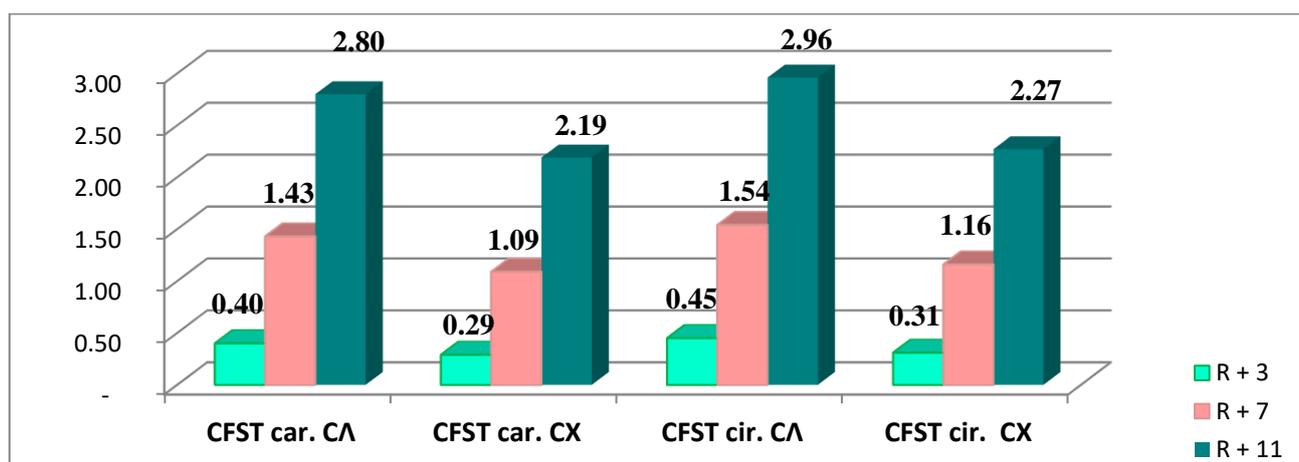


Figure V.14: Graphique du déplacement au sommet des structures par type de contreventement.

Commentaire :

La figure V.14 représente le graphique du déplacement au sommet des structures à 3, 7 et 11 étages en fonction de type de contreventement.

Après l'analyse des graphes, on a constaté que le meilleur déplacement à la base obtenu est dans la configuration du type de contreventement par palées en X avec Tube d'acier carré rempli du béton (CFST car.CX) dans les variantes N°22, 23 et 24 des structures à 3, 7 et 11 étages est inférieur à celles des structures par palées en Λ et aux structures contreventées par palées en X avec Tube d'acier circulaire rempli du béton (CFST cir. CX) des variantes N°25, 26 et 27.

V.1.2.6 - La Capacité portante des structures:

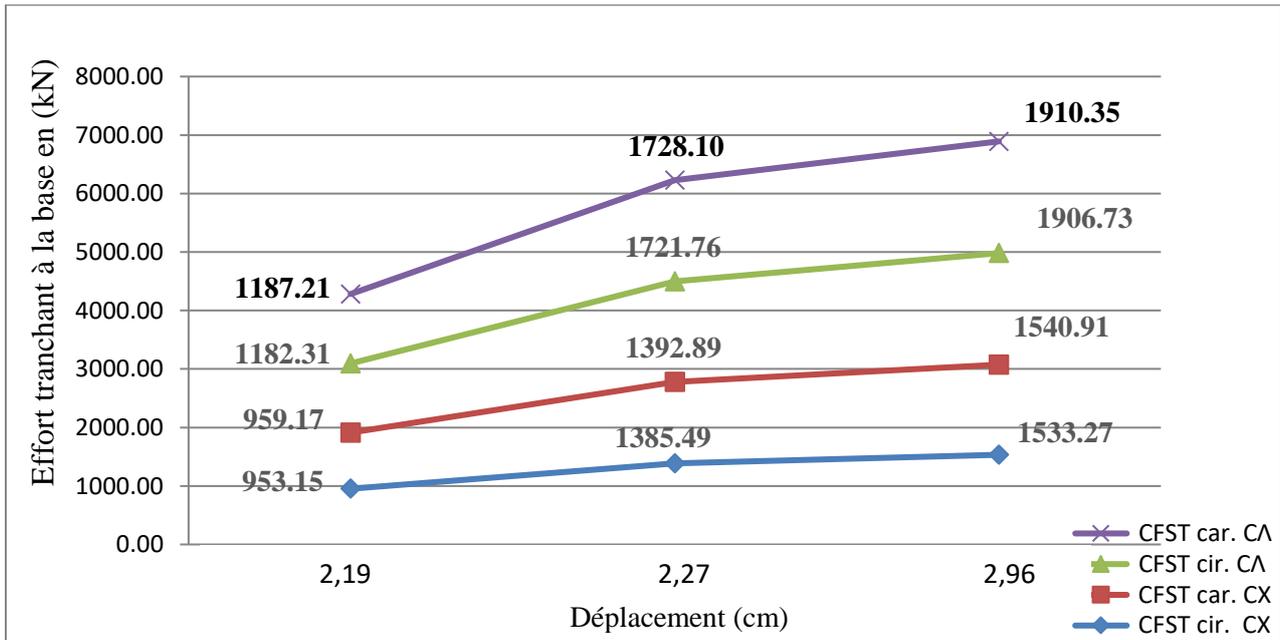


Figure V.15: Graphique de la capacité portante des structures R+11 des variantes N°09 et N°18.

Commentaire:

D’après les résultats obtenus, et l'analyse des graphes en termes de résistance et de rigidité, on a constaté que les structures à 3,7 et 11 étages contreventées par palées en Λ avec tube d’acier carré rempli du béton sont plus rigide et manifestent un meilleur comportement à l'effort tranchant tandis que le déplacement est plus favorable pour les structures par palées en X avec tube d’acier carré rempli du béton.

V.2 - Comparaison des structures contreventées par palées en Λ des variantes N°07, 08 et 09 avec les variantes N°16, 17 et 18 :

À la suite des résultats des 15 variantes précédentes, on a trouvé que les structures en charpente métalliques de 3, 7 et 11 étages contreventées par palées en Λ avec cornières 200 x 200 x 24 sont les plus performant face aux actions sismiques par rapport les autres structures, et de ce fait on a pris ces valeurs en les comparant avec les variantes N°16,17 et 18 contreventées par palées en Λ avec Tube d'acier carré rempli du béton (CFST car.).

✚ Structure R+3 :

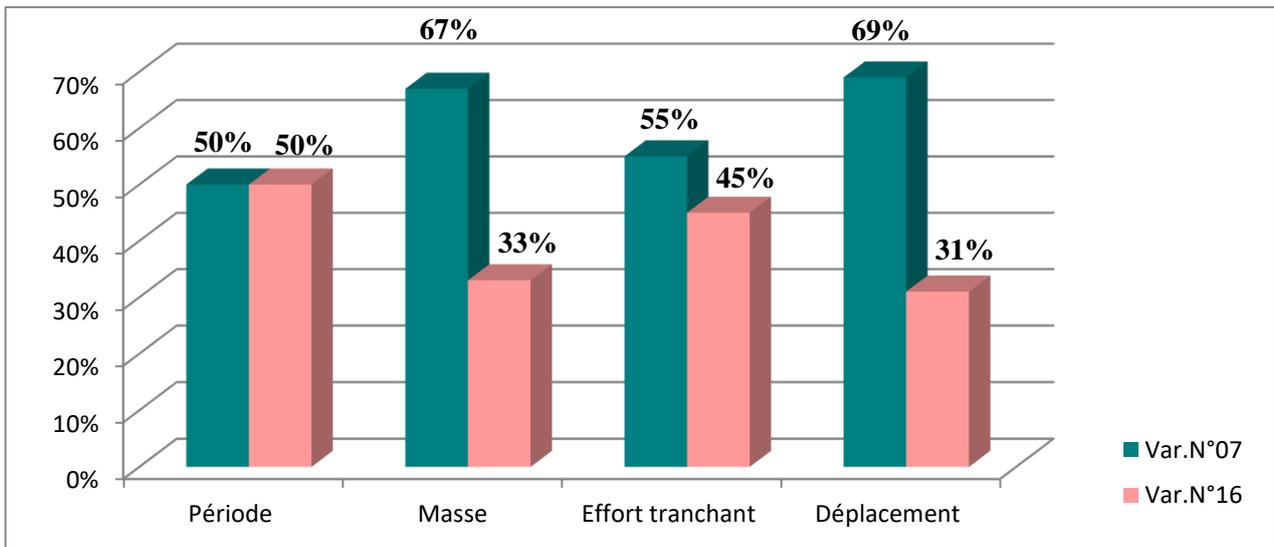


Figure V.16: Graphique de comparaison entre les structures R+3 des variantes N°07 et 16.

✚ Structure R+7 :

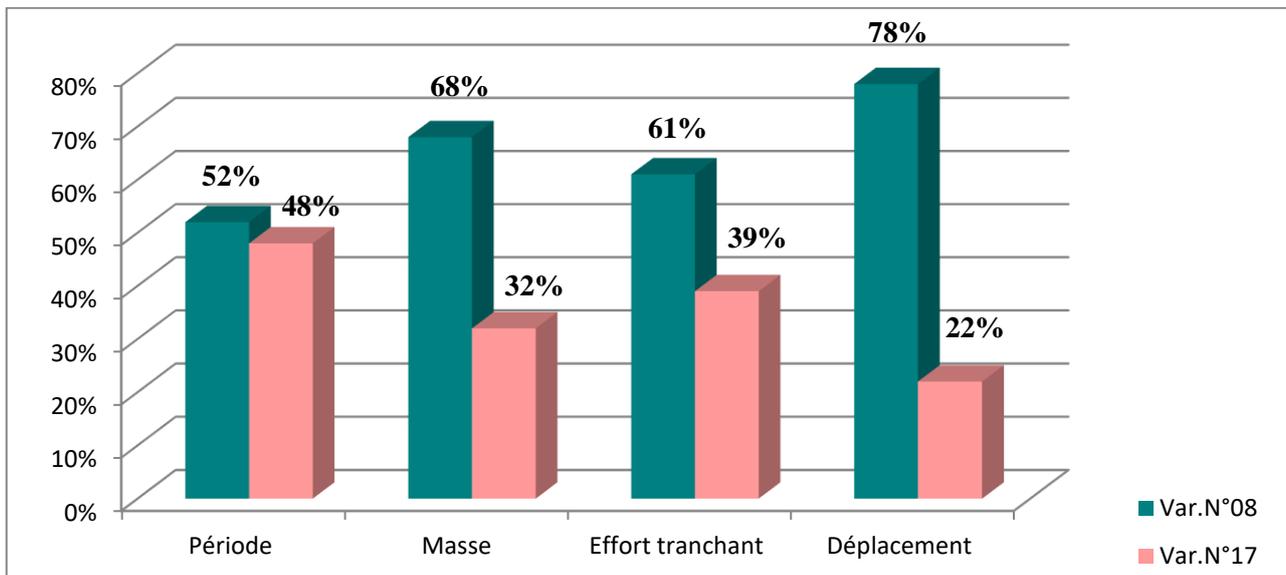


Figure V.17: Graphique de comparaison entre les structures R+7 des variantes N°08 et 17.

Structure R+11 :

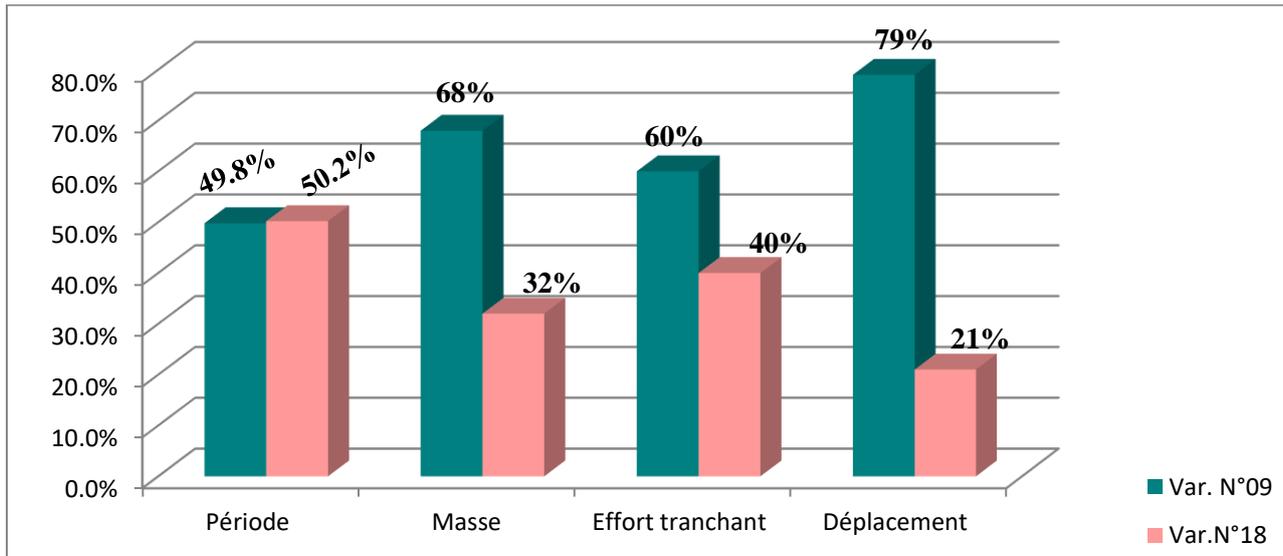


Figure V.18: Graphique de comparaison entre les structures R+11 des variantes N°09 et 18.

Commentaire :

D'après les résultats obtenus, et l'analyse des graphes des critères de performance des structures en charpente métallique face aux actions sismiques, on a trouvé que les structures à 3,7 et 11 étages contreventées par palées en Λ avec tube d'acier carré rempli du béton des variantes N°16,17 et 18 sont plus performantes et manifestent un meilleur comportement au déplacement et plus légère en termes de masse tandis que l'effort tranchant est et plus favorable pour les structures par palées en Λ avec cornières 200 x 200 x 24 des variantes N°07,08 et 09.

V.3 - Changement de l'emplacement des palées en X et en Λ et de profilé :

Pour avoir des meilleurs résultats, performance d'une structure métallique avec des contreventements en palées en X et en Λ aux actions sismiques, on a fait une étude en changeant l'emplacement des palées de contreventement avec deux paramètres comme suit :

Paramètre N°01 : Contreventement par palées en X en et en Λ , deux aux extrémités de la façade des structures étagées en double cornières 2CAE 200 x 200 x 24.

Paramètre N°02 : Contreventement par palées en X et en Λ deux au milieu de la façade des structures étagées avec le profilé HEB 450.

V.3.1.1 -Structure avec palées en X (2 CAE 200 x 200 x 24 / HEB 450) :

✚ Structure R + 3 :

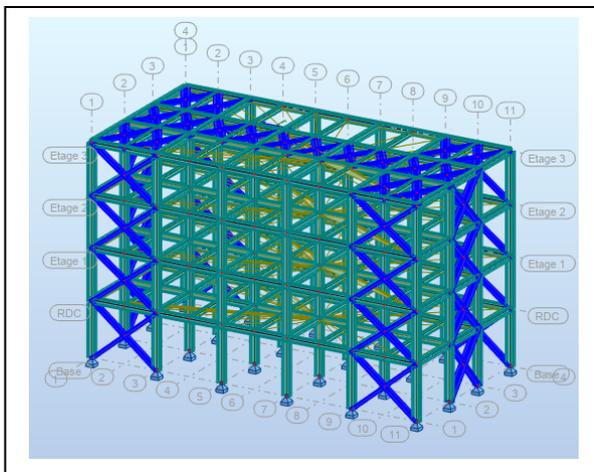


Figure V.19 : Structure métallique R+3 contreventée par palées en X (2CAE 200 x 24).

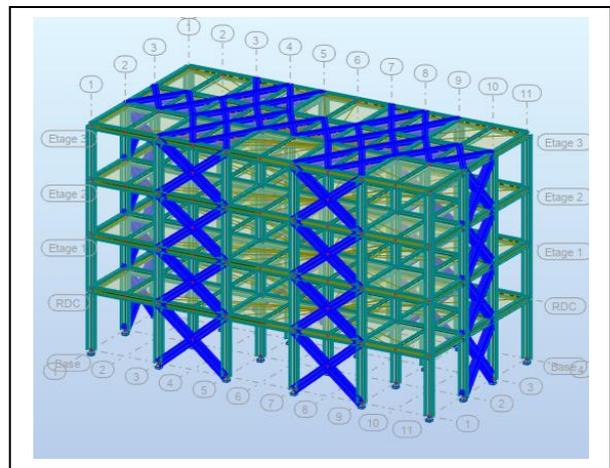


Figure V.20: Structure métallique R+3 Contreventée par palées en X (HEB 450).

✚ Structure R + 7 :

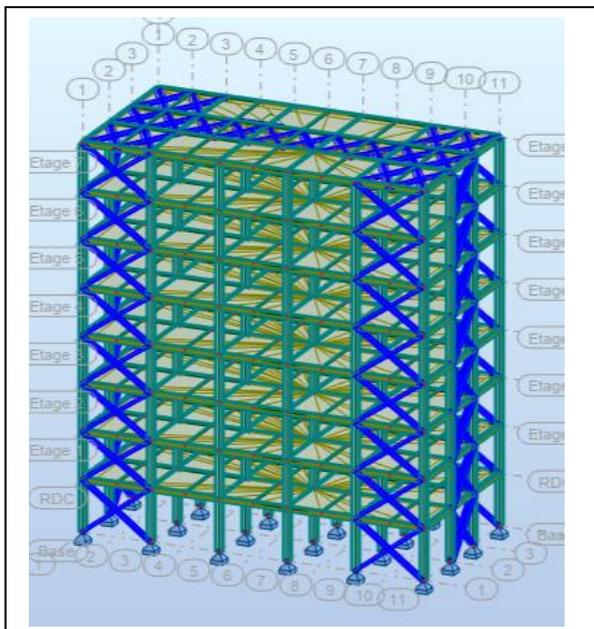


Figure V.21 : Structure métallique R+7 contreventée par palées en X (2CAE 200 x 24).

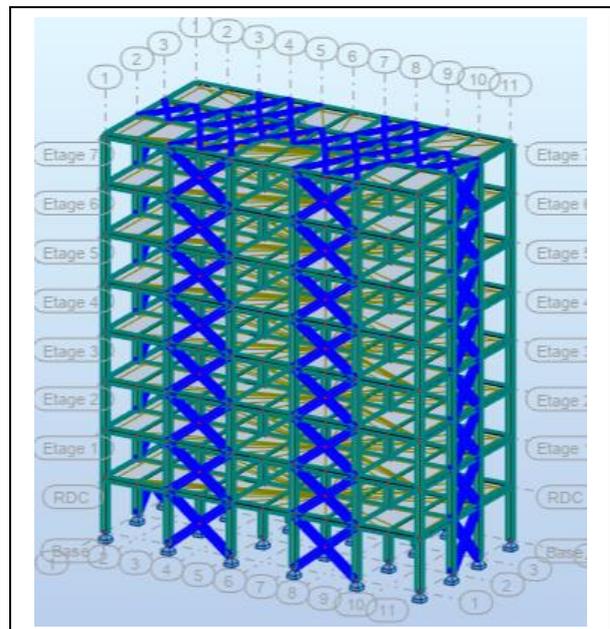


Figure V.22: Structure métallique R+7 contreventée par palées en X (HEB 450).

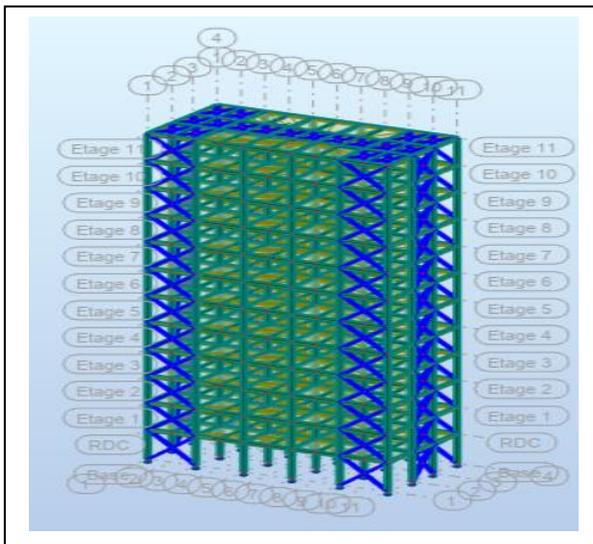


Figure V.23 : Structure métallique R+11 contreventée par palées en X (2CAE 200 x 24).

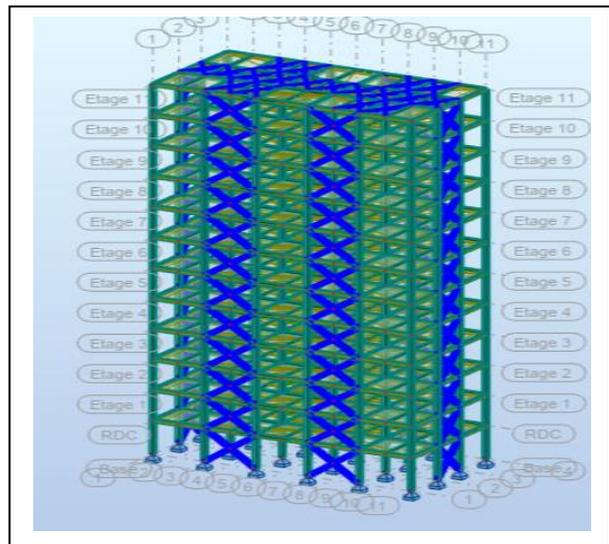


Figure V.24: Structure métallique R+11 contreventée par palées en X (HEB 450).

V.3.1.2 -Structure avec palées en Λ (2 CAE 200 x 200 x 24 / HEB 450) :

Structure R + 3 :

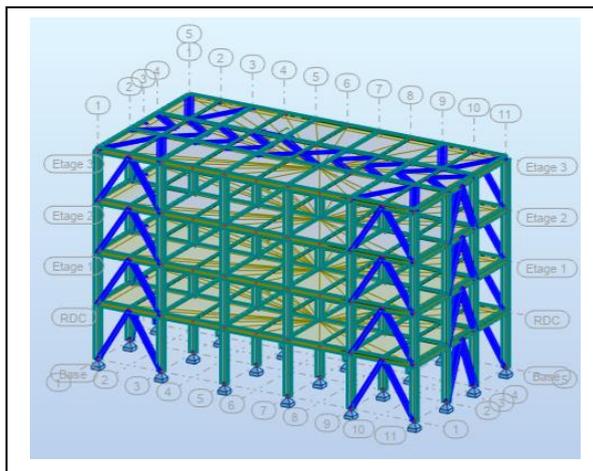


Figure V.25: Structure métallique R+3 contreventée par palées en Λ (2CAE 200 x 24).

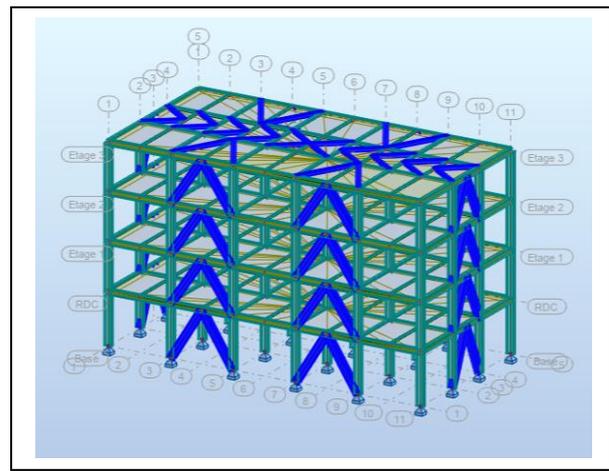


Figure V.26: Structure métallique R+3 contreventée par palées en Λ (HEB 450).

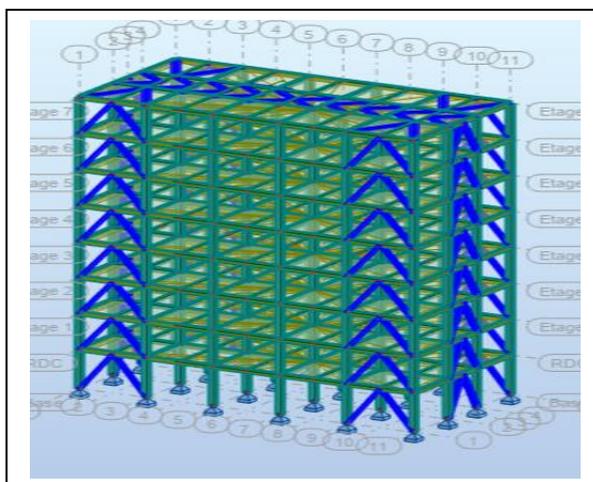


Figure V.27 : Structure métallique R+7 contreventée par palées en Λ (2CAE 200 x 24).

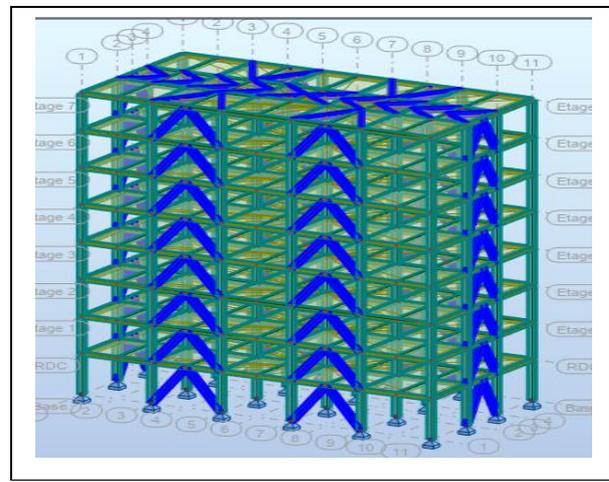


Figure V.28: Structure métallique R+7 contreventée par palées en X (HEB 450).

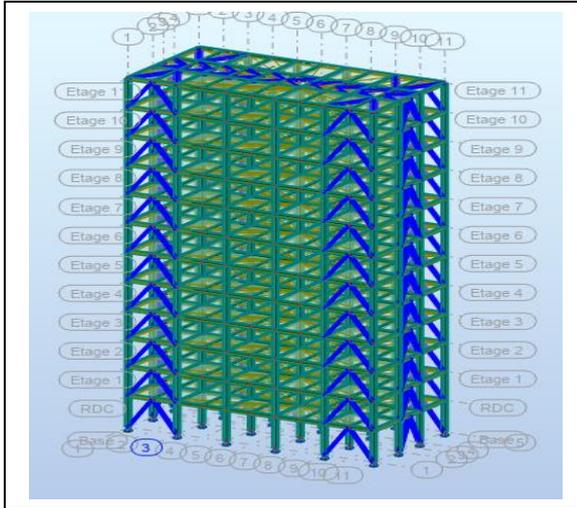


Figure V.29 : Structure métallique R+11 Contreventée par palées en Λ (2CAE 200 x 24).

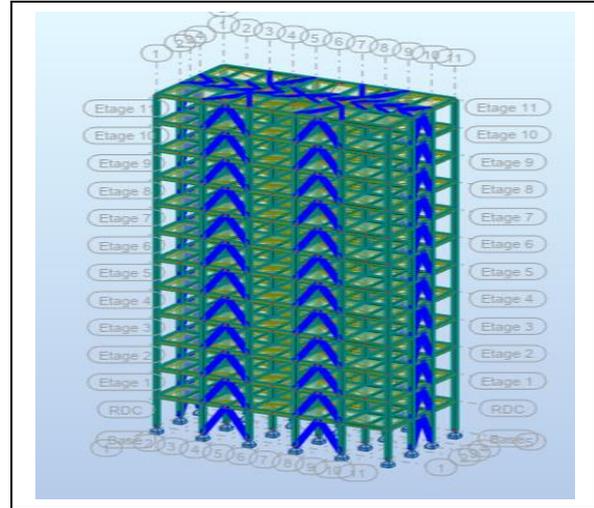


Figure V.30: Structure métallique R+11 contreventée par palées en Λ (HEB 450).

V.3.2 - Vérification du déplacement latéral au sommet et inter-étage des structures pour les deux paramètres avec contreventement en profilé HEB 450 et en 2CAE 200 x 200 x 24) :

- Structure avec palées en X :

Tableau V.12: Le déplacement latéral et inter-étage des structures R+3, R+7 et R+11 contreventées par palées en X avec 2CAE 200 x 24 et HEB 450.

Structure R+3	Cornière 2CAE 200 x 24		Profilé HEB 450	
Cas/ étage	dx (cm)	dr (cm)	dx (cm)	dr (cm)
4/1	0,21	0,21	0,17	0,17
4/2	0,48	0,28	0,42	0,24
4/3	0,81	0,32	0,69	0,27
4/4	1,11	0,30	0,94	0,25
Structure R+7	Cornière 2CAE 200 x 24		Profilé HEB 450	
Cas/ étage	dx (cm)	dr (cm)	dx (cm)	dr (cm)
8/1	0,40	0,40	0,35	0,35
8/2	0,99	0,59	0,90	0,54
8/3	1,74	0,74	1,59	0,67
8/4	2,56	0,82	2,31	0,73
8/5	3,41	0,85	3,05	0,73
8/6	4,25	0,83	3,75	0,70
8/7	5,04	0,79	4,41	0,65
8/8	5,76	0,72	4,98	0,57
Structure R+11	Cornière 2CAE 200 x 24		Profilé HEB 450	

Cas/ étage	dx (cm)	dr (cm)	dx (cm)	dr (cm)
12/1	0,45	0,45	0,40	0,40
12/2	1,14	0,69	1,04	0,63
12/3	2,04	0,90	1,85	0,81
12/4	3,08	1,03	2,78	0,92
12/5	4,18	1,10	3,75	0,97
12/6	5,31	1,13	4,74	0,99
12/7	6,43	1,12	5,71	0,97
12/8	7,52	1,08	6,64	0,92
12/9	8,55	1,03	7,51	0,86
12/10	9,52	0,96	8,30	0,79
12/11	10,42	0,90	9,03	0,72
12/12	11,26	0,83	9,68	0,64

- Structure avec palées en Λ :

Tableau V.13: Le Déplacement latéral et inter-étage des structures R+3, R+7 et R+11 contreventée par palées en Λ avec 2CAE200 x 24 et HEB 450.

Structure R+3	Cornière 2CAE 200 x 24		Profilé HEB 450	
Cas/ étage	dx (cm)	dr (cm)	dx (cm)	dr (cm)
4/1	0,18	0,18	0,15	0,15
4/2	0,43	0,24	0,37	0,21
4/3	0,70	0,27	0,60	0,23
4/4	0,95	0,24	0,81	0,20
Structure R+7	Cornière 2CAE 200 x 24		Profilé HEB 450	
Cas/ étage	dx (cm)	dr (cm)	dx (cm)	dr (cm)
8/1	0,32	0,32	0,29	0,29
8/2	0,84	0,52	0,76	0,47
8/3	1,54	0,69	1,39	0,62
8/4	2,32	0,78	2,08	0,69
8/5	3,14	0,81	2,79	0,70
8/6	3,94	0,99	3,46	0,67
8/7	4,69	0,75	4,08	0,61
8/8	5,36	0,66	4,61	0,52
Structure R+11	Cornière 2CAE 200 x 24		Profilé HEB 450	
Cas/ étage	dx (cm)	dr (cm)	dx (cm)	dr (cm)
12/1	0,31	0,31	0,31	0,31
12/2	0,83	0,52	0,87	0,55

12/3	1,57	0,73	1,62	0,75
12/4	2,43	0,86	2,51	0,88
12/5	3,37	0,94	3,46	0,95
12/6	4,35	0,97	4,43	0,97
12/7	5,32	0,97	5,39	0,96
12/8	6,27	0,94	6,31	0,92
12/9	7,17	0,90	7,17	0,86
12/10	8,02	0,84	7,96	0,79
12/11	8,80	0,78	8,68	0,71
12/12	9,51	0,70	9,30	0,62

V.3.3 - Comparaison des structures par palées en Λ avec 2CAE 200 x 24 et HEB 450 :

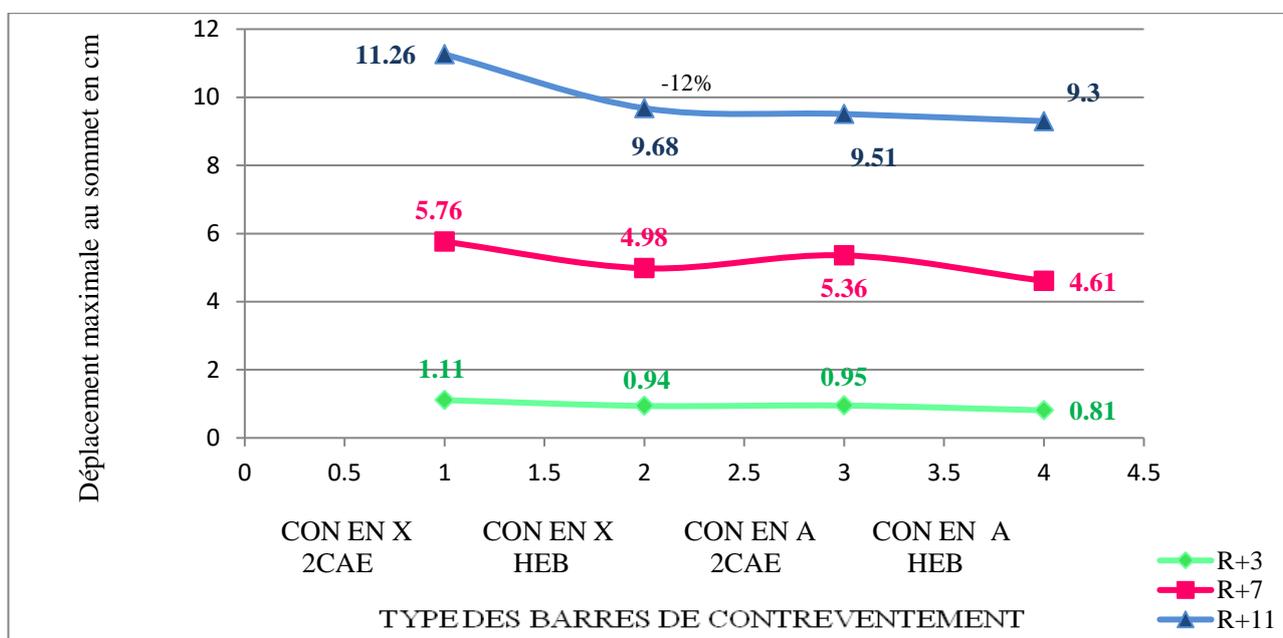


Figure V.31: Courbes de déplacement au sommet en fonction du type des barres de contreventement.

Commentaire :

Il apparaît clairement que l'emplacement des contreventements et le type des barres de contreventement des structures contreventées par palées en Λ ayant des déplacements inférieurs aux déplacements des structures contreventées par palées en X.

La meilleure valeur peut être prise parmi les structures contreventées est le déplacement des structures contreventées par palées en Λ avec le profilé HEB 450.

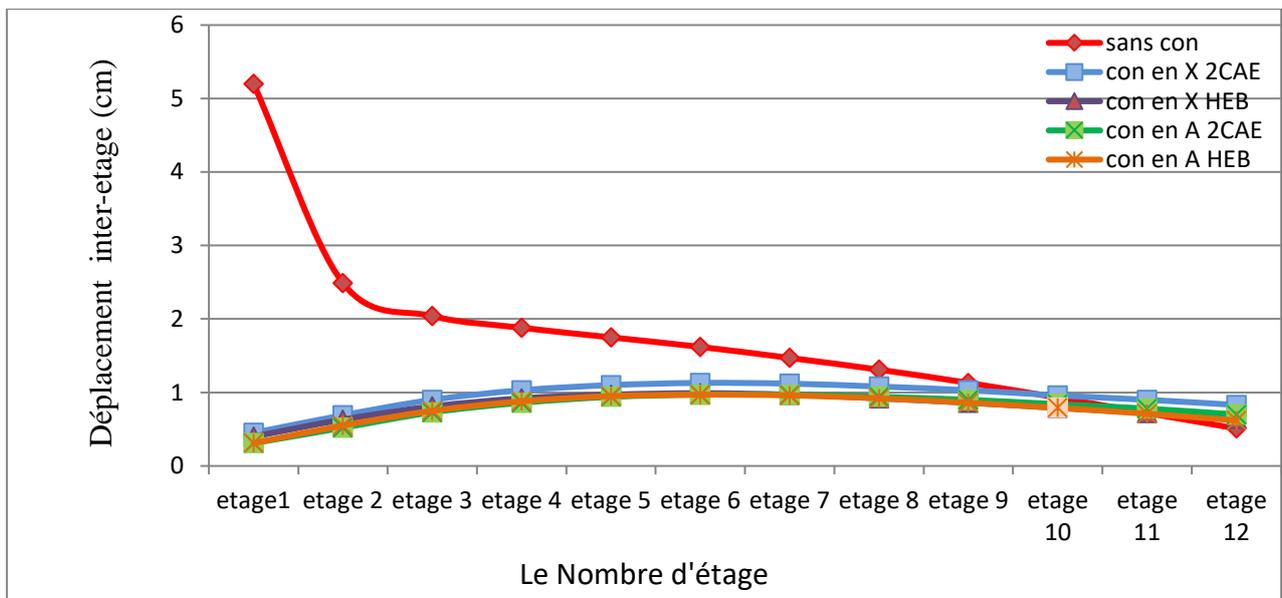


Figure V.32: Courbes de déplacement inter-étage en fonction du nombre d'étage.

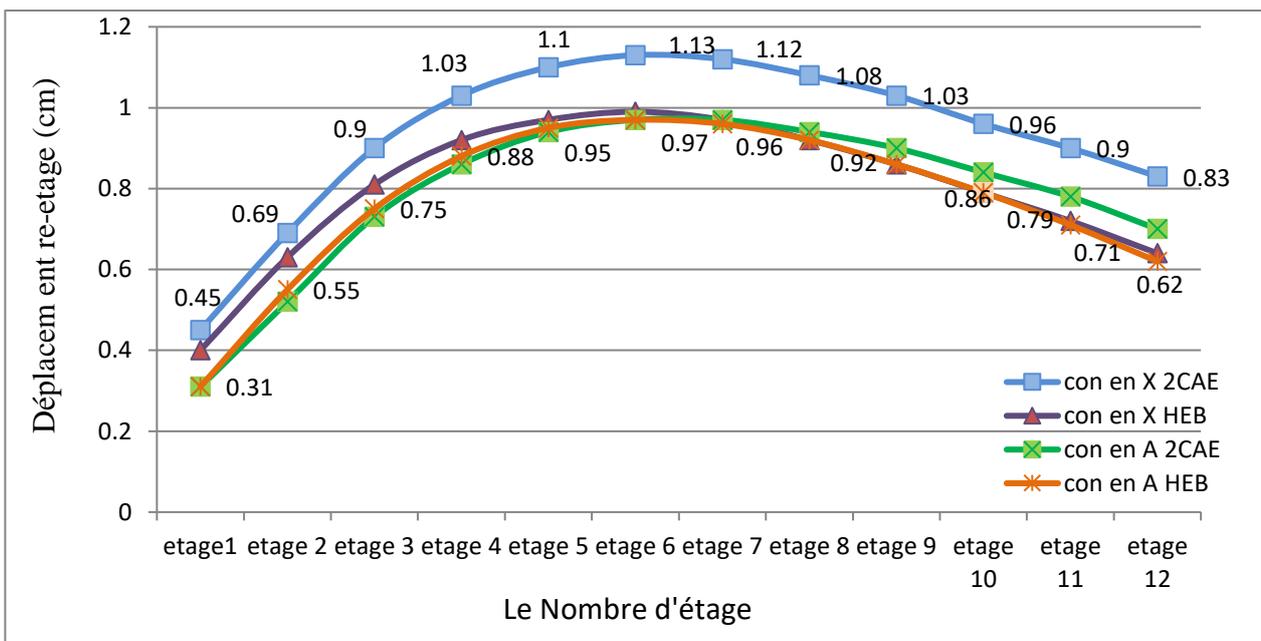


Figure V.33 : Courbes de déplacement inter-étage en fonction du nombre d'étage.

Commentaire :

D'après les courbes des déplacements inter-étage sur les figures 20, 21 et 22 en référant aux paramètres d'endommagement de 1% de la hauteur d'étage voire les tableaux 8 et 9, on constate que la structure sans contreventement a subi un déplacement important au niveau du Rez de chaussée de l'ordre de 5,2 cm > 3,3 cm ce qui peuvent causé la ruine de ce niveau, par contre les structures contreventées par palées en Λ avec cornières 200 x 24 et profilé HEB 450 restent opérationnelle avec un déplacement inter-étage acceptable inférieur à (< 3,3 cm).

V.4.1 - L'Effort tranchant (Poteau):

Effort T Max = Effort tranchant maximum à la base de la structure.

Tableau V.14 : L'Efforts tranchant maximum à la base des structures en kN.

Structure	Poteau	Type de barre	Effort T Max [kN]	Effort T Min [kN]
R+3	HEB 450	2CAE 200 x 24 CON X	926,7	462,40
		HEB 450 CON X	905,21	463,11
		2CAE 200 x 24 CON Λ	914,12	408,31
		HEB 450 CON Λ	953,87	1429,37
R+7	HEB 450	2CAE 200 x 24 CON X	1552,24	655,24
		HEB 450 CON X	1525,89	669,18
		2CAE 200 x 24 CON Λ	1677,26	678,80
		HEB 450 CON Λ	1744,56	713,21
R+11	HEB 450	2CAE 200 x 24 CON X	2028,41	699,19
		HEB 450 CON X	1990,04	718,04
		2CAE 200 x 24 CON Λ	2057,75	613,89
		HEB 450 CON Λ	2294,80	782,75

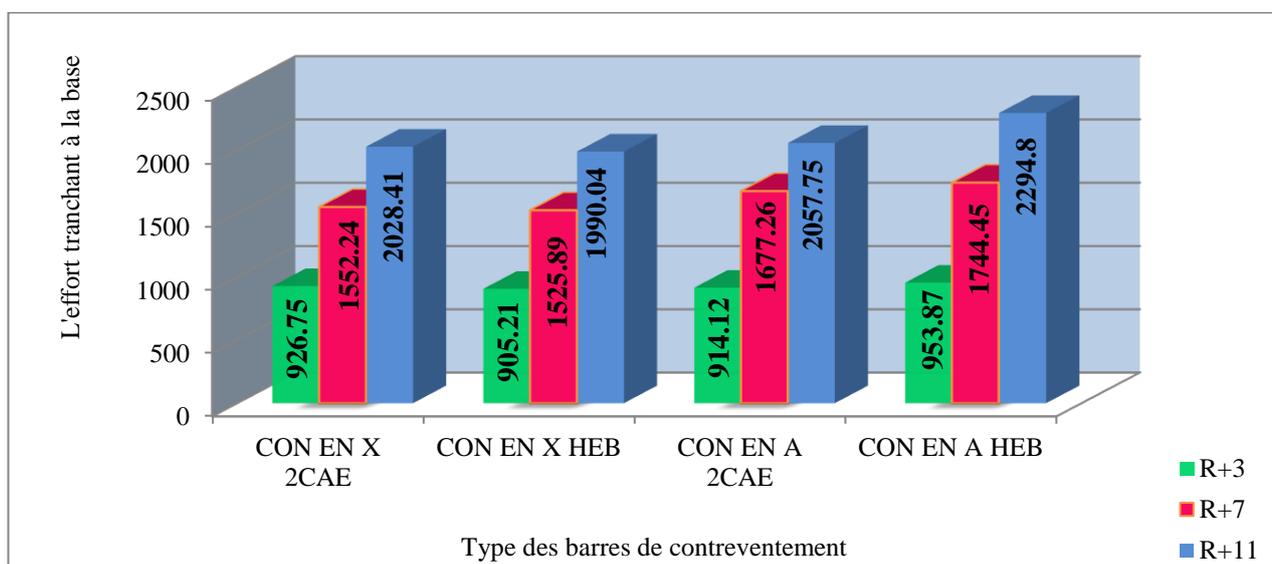


Figure V.34: Graphique de l'effort tranchant maximum à la base des structures.

Commentaire :

Les structures contreventées par palées en Λ avec type des barres HEB 450 sont plus résistantes avec une augmentation de 5% par rapport aux structures contreventées par palées en X et en double cornières (2 CAE 200 x 24).

V.4.2 - L'Effort normal (Barres de contreventement) :

Effort N Max = L'Effort normal maximum dans les barres de contreventement.

Tableau V.15: L'Effort normal maximum dans les barres de contreventement en kN.

Structure	Type de barre	Effort de Compression [kN]	Effort de traction [kN]
R+3	2 CAE 200 x 24 CON X	509,44	248,38
	HEB 450 CON X	560,47	264,27
	2 CAE 200 x 24 CON Λ	772,55	706,40
	HEB 450 CON Λ	788,94	703,28
R+7	2 CAE 200 x 24 CON X	744,78	261,28
	HEB 450 CON X	833,70	277,71
	2 CAE 200 x 24 CON Λ	1007,31	882,51
	HEB 450 CON Λ	1041,42	879,95
R+11	2 CAE 200 x 24 CON X	943,21	229,75
	HEB 450 CON X	1065,90	239,08
	2 CAE 200 x 24 CON Λ	1100,44	814,34
	HEB 450 CON Λ	1163,39	923,56

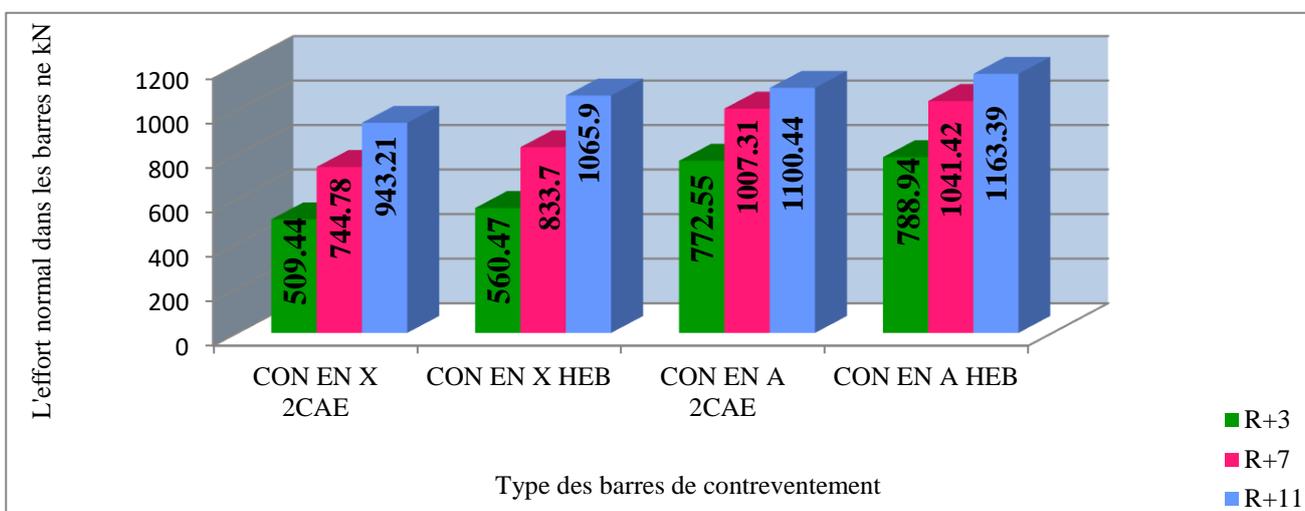


Figure V.35: Graphique de l'effort normale maximum dans les barres de la structure.

Commentaire :

La grande valeur d'effort normale dans les barres des structures contreventées est celles des structures contreventées par des palées en Λ avec les barres en profilé HEB 450.

V.5 - Changement de l'emplacement des palées en Λ CFST car. et de profilé:

Dans l'étude précédente, on a changé l'emplacement des contreventements des structures de 3,7 et 11 étages par palées en X et en Λ en deux paramètres ; barres en profilé HEB 450 au milieu des structures et double cornières 2CAE 200 x 200 x 24 aux extrémités des structures, là où on a trouvé que les structures contreventées par palées en Λ avec les barres du profilé HEB 450 du paramètre N°02 sont plus performantes par rapport au contreventement à double cornières (2CAE 200 x 200 x 24).

Et de ce fait, on a réalisé la modélisation des structures contreventées par palées en Λ en paramètres N°03 comme suite :

Paramètre N°03 : Contreventement par palées en Λ , deux aux extrémités et autres au milieu de la façade des structures à 3,7 et 11 étages.

✚ Structure R + 3 contreventée par palée en Λ :

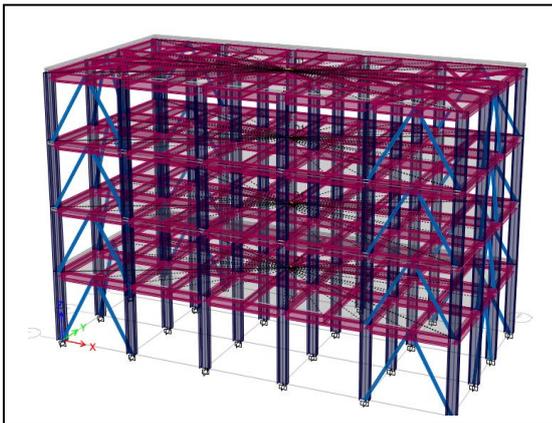


Figure V.36: Structure métallique R+3 contreventée par palées en Λ aux extrémités.

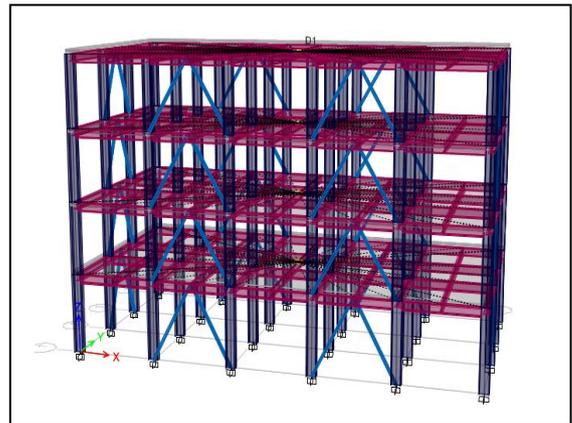


Figure V.37: Structure métallique R+3 contreventée par palées en Λ au milieu.

✚ Structure R + 7 contreventée par palée en Λ :

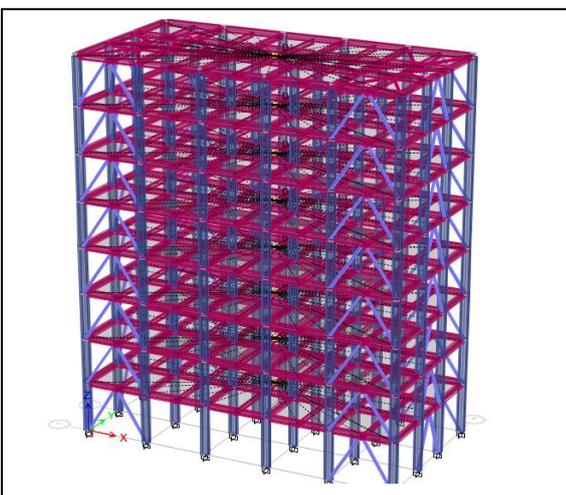


Figure V.38 : Structure métallique R+7 contreventée par palées en Λ aux extrémités.

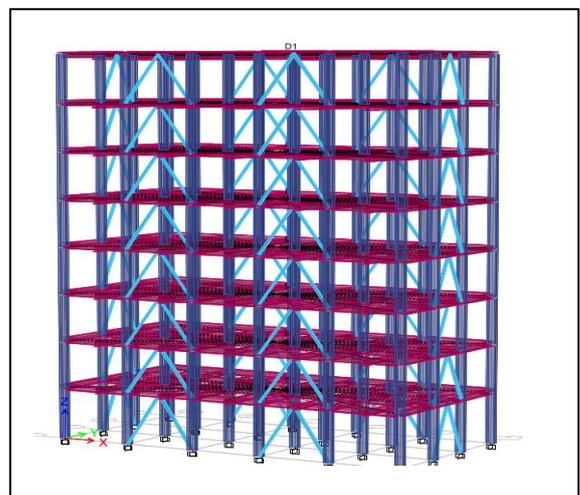


Figure V.39: Structure métallique R+7 contreventée par palées en Λ au milieu.

Structure R + 11 contreventée par palées en Λ :

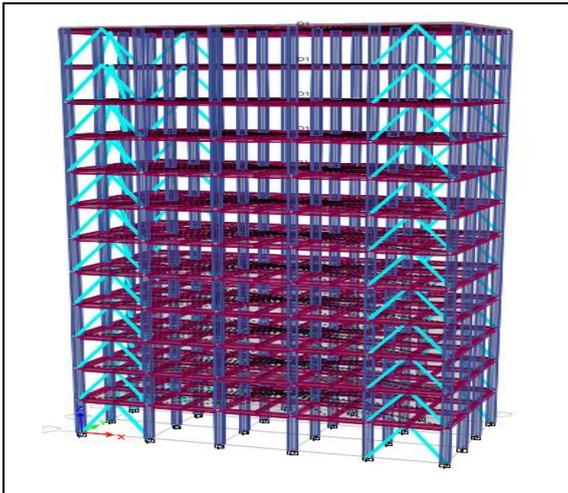


Figure V.40 : Structure métallique R+11 contreventée par palées en Λ aux extrémités.

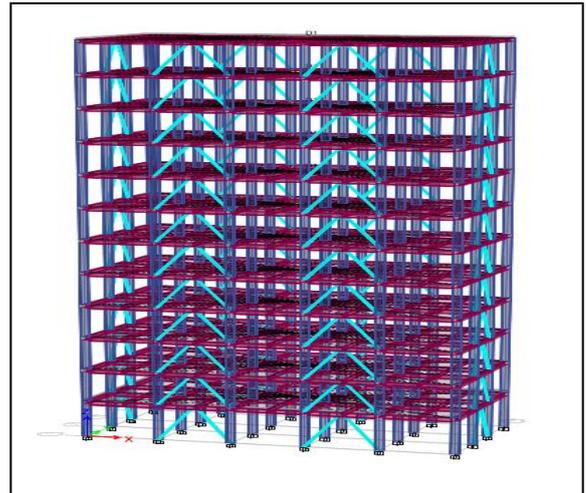


Figure V.41: Structure métallique R+11 contreventée par palées en Λ au milieu.

V.5.1 - Comparaison des structures par palées en Λ avec CFST car.et HEB 450:

Tableau V.16: Les Valeurs des résultats dynamique pour les 04 paramètres des structures R + 3.

	Paramètre N°01 (2CAE 200 x 24)	Paramètre N°02 (HEB 450)	Paramètre N°03	Paramètre N°04
Période	0,31	0,30	0,35	0,35
Déplacement	0,95	0,81	0,50	0,48
Effort tranchant	914,18	953,87	1182,26	1182,26
Masse	580 631,06	587 982,85	393 111,79	393 111,79

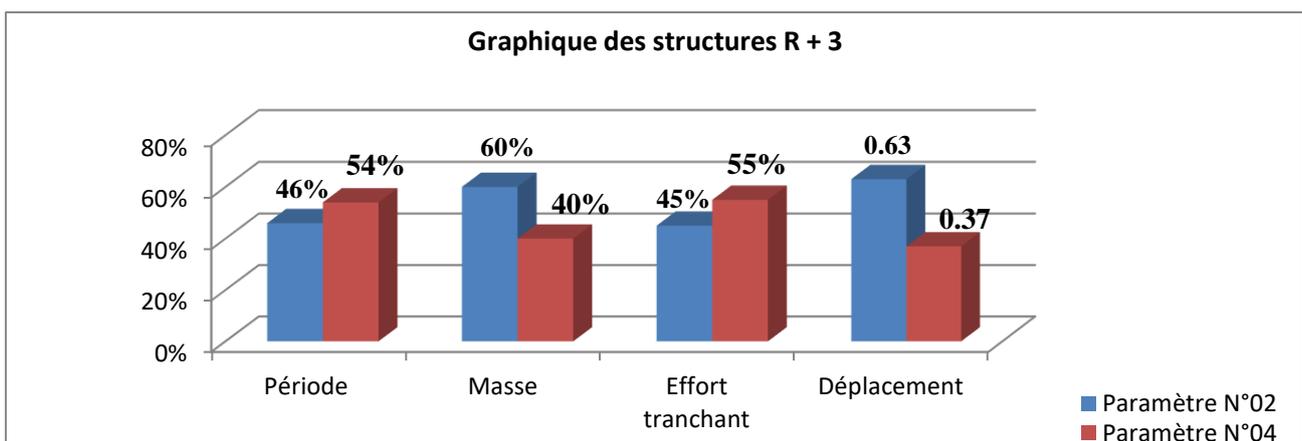


Figure V.42 : Graphique de comparaison entre les structures R+3 contreventée par palées en Λ au milieu et aux extrémités.

Tableau V.17: Les Valeurs des résultats dynamique pour les 04 paramètres des structures R + 7.

	Paramètre N°01 (2CAE 200 x 24)	Paramètre N°02 (HEB 450)	Paramètre N°03	Paramètre N°04
Période	0,68	0,68	0,70	0,70
Déplacement	5,36	4,61	1,79	1,63
Effort tranchant	1677,26	1744,56	1721,17	1721,17
Masse	1 104 263,21	1 116 500,09	775 692,67	775 692,67

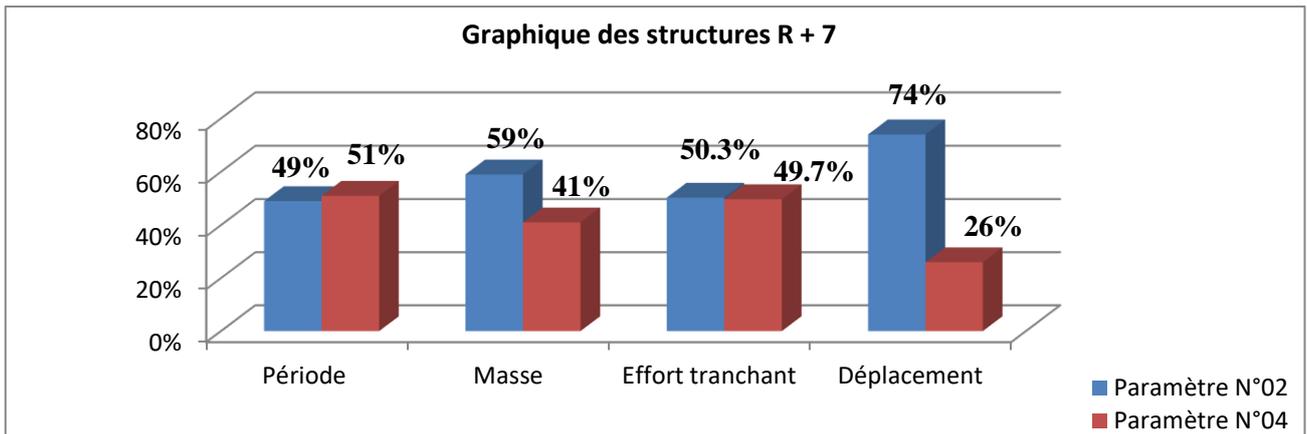


Figure V.43 : Graphique de comparaison entre les structures R+7 contreventée par palées en Λ au milieu et aux extrémités.

Tableau V.18: Les Valeurs des résultats dynamique pour les 04 paramètres des structures R + 11.

	Paramètre N°01(2CAE 200 x 24)	Paramètre N°02 (HEB 450)	Paramètre N°03	Paramètre N°04
Période	1,11	1,13	1,08	1,08
Déplacement	9,51	9,30	3,49	3,09
Effort tranchant	2057,75	2294,80	1906,14	1905,98
Masse	1 627 895,35	1 645 017,32	1 157 228,62	1 157 041,10

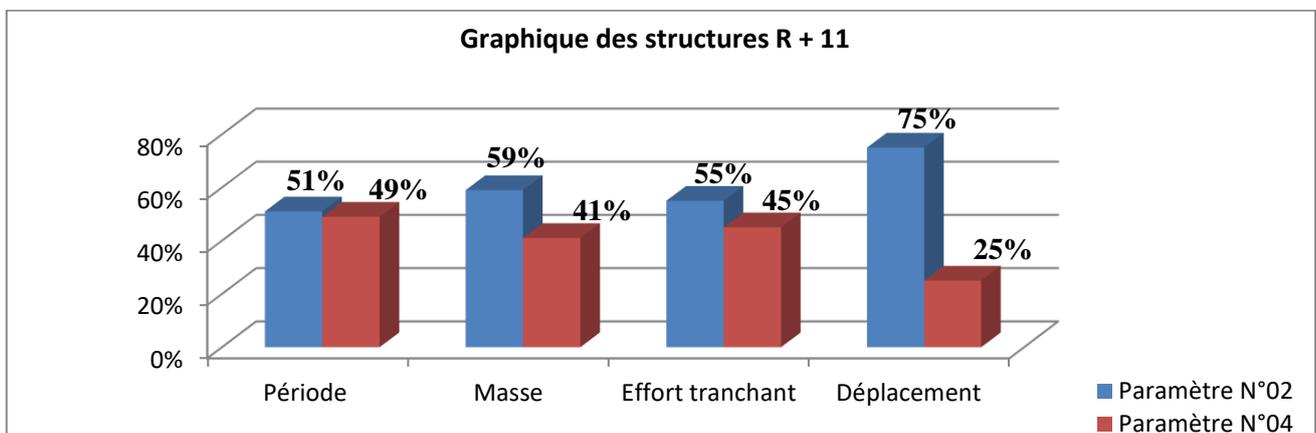


Figure V.44 : Graphique de comparaison entre les structures R+11 contreventée par palées en Λ au milieu et aux extrémités.

Commentaire :

Les Figure V.37, V.38 et V.39 représentent les graphiques de comparaison des structures contreventées par palée en Λ avec CFST car. et profilé HEB 450 en deux emplacements au milieu et aux extrémités des structures à 3,7 et 11 étages.

Analyse :

Les résultats de l'analyse dynamique en termes d'effort tranchant de la structure contreventée par palées en Λ avec tube d'acier carré rempli du béton (CFST car.) sont plus importants par rapport celles des palées avec profilé HEB 450, cependant la masse de la structure avec CFST car. est inférieur à la masse avec profilé HEB 450.

- Meilleure grandeur de déplacement pour les contreventements avec CFST carré.
- Les structures contreventées par palées en Λ avec double cornières (2CAE 200 x 24) et en profilé HEB 450 sont presque identique, dans les critères de masse, effort tranchant cependant une très petite différence au niveau du déplacement et de la période de vibration.

V.5 - Vérification de la stabilité au renversement :

Pour que le nôtre bâtiment soit stable au renversement, il faut vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1,5.$$

- Moment de renversement : $M_r = \sum F_i \times h_i$
- Moment stabilisant : $M_s = \sum W_i \times b_i$ ou $M_s = w \cdot \frac{L}{2}$

F_i : Force sismique du niveau.

h_i : Hauteur des étages.

W_i : Poids des étages.

$B_i (X_g, Y_g)$: Centre de gravité dans le sens X et sens Y.

V.5.1 - Les Variantes standard et avec plusieurs types de contreventements :

✚ Structure R + 3:

Tableau V.19 : Vérification de la stabilité au renversement des Structures R + 3.

Variantes	Variante 01	Variante 04	Variante 07	Variante 10	Variante 13
bi (m)	10	10	10	10	10
hi (m)	12,30	12,30	12,30	12,30	12,30
$\sum F_i$ (kN)	1336,84	1462,04	1463,88	1278,33	1283,36
W_i (kN)	7498,50	8107,09	7922,96	8050,10	8136,25
M_r (kN.m)	16433,13	17 983,09	18 005,72	15 723,46	15 785,33
M_s (kN.m)	74 984,96	81 070,90	79 230	80 501	81 362,47
Rapport	4,56	4,51	4,40	5,12	5,15
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV

✚ Structure R + 7 :

Tableau V.20 : Vérification de la stabilité au renversement des Structures R + 7.

Variantes	Variante 02	Variante 05	Variante 08	Variante 11	Variante 14
bi (m)	10	10	10	10	10
hi (m)	24,30	24,30	24,30	24,30	24,30
$\sum F_i$ (kN)	1891,27	2181,29	2710,36	2678,40	2714,65
W_i (kN)	15 882,42	16 957,28	16 650	16 838,25	17 008,44
M_r (kN.m)	45 957,86	53 005,35	65 861,75	65 085,12	65 966
M_s (kN.m)	158 824,16	169 572,79	166 504,80	168 382,52	170 084,45
Rapport	3,46	3,20	2,53	2,59	2,58
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV

✚ Structure R + 11 :

Tableau V.21 : Vérification de la stabilité au renversement des Structures R + 11.

Variantes	Variante03	Variante06	Variante09	Variante12	Variante15
bi (m)	10	10	10	10	10
hi (m)	36,30	36,30	36,30	36,30	36,30
ΣF_i (kN)	2190,04	2159,13	2853,81	2934,34	2970,71
Wi (kN)	23 598,22	25 111,13	24 688,88	25 026,08	25 280,31
Mr (kN.m)	79 498,45	78 376,42	103 593,30	106 516,54	107 836,77
Ms (kN.m)	235 982,22	251 111,33	246 888,76	250 260,76	252 803,15
Rapport	2,97	3,20	2,38	2,35	2,34
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV

V.5.1 -Les Variantes avec contreventement mixte en tube d'acier CFST car./cir.Rempli du béton :

✚ Structure R + 3 :

Tableau V.22 : Vérification de la stabilité au renversement des Structures R + 3.

Variantes	Variante 16	Variante 19	Variante 22	Variante 25
bi (m)	10	10	10	10
hi (m)	12,30	12,30	12,30	12,30
ΣF_i (kN)	1187,21	1182,31	959,17	953,15
Wi (kN)	3872,77	3855,48	3907,92	3882,76
Mr (kN.m)	14 602,68	14 542,41	11 797,79	11 723,75
Ms (kN.m)	38 727,70	38 554,80	39 079,20	38 827,60
Rapport	2,65	1,82	3,31	3,31
Vérification	CV	CV	CV	CV

✚ Structure R + 7 :

Tableau V.23 : Vérification de la stabilité au renversement des Structures R + 7.

Variantes	Variante 17	Variante 20	Variante 23	Variante 26
bi (m)	10	10	10	10
hi (m)	24,30	24,30	24,30	24,30
ΣF_i (kN)	1728,10	1721,76	1392,89	1385,49
Wi (kN)	7639,16	7609,78	7693,64	7652,08
Mr (kN.m)	41 992,83	41 838,77	33 847,23	33 667,41
Ms (kN.m)	76 391,60	76 097,80	76 936,40	76 520,80
Rapport	1,82	1,82	2,27	2,27
Vérification	CV	CV	CV	CV

✚ **Structure R + 11 :**

Tableau V.24 : Vérification de la stabilité au renversement des Structures R + 11.

Variantes	Variante 18	Variante 21	Variante 24	Variante 27
bi (m)	10	10	10	10
hi (m)	36,30	36,30	36,30	36,30
ΣF_i (kN)	1910,35	1906,73	1540,91	1533,27
Wi (kN)	11 374,38	11 352,24	11 465,12	11 407,72
Mr (kN.m)	69 345,71	69 214,30	55 935,03	55 657,70
Ms (kN.m)	113 743,80	113 522,40	114 651,20	114 077,20
Rapport	1,64	1,64	2,05	2,05
Vérification	CV	CV	CV	CV

Commentaire :

L'analyse des résultats montre que toutes les structures sont stables et d'après la comparaison entre les structures et ses variantes, on a constaté que les structures avec contreventement en X avec cornières 200 x 200 x 24 des variantes N°06, 07 et 08 avec ses différents étages (R+3, R+7 et R+11) sont les plus stables avec un rapport de **4,51** $\geq 1,5$ pour la variante R+3 , **3,20** $\geq 1,5$ la variante R+7 et R+11 et en comparaison entre les contreventements par palées en X et en Λ avec cornières 200 x 200 x 24, le rapport de stabilité au renversement des contreventements par palées en X est supérieur de 2,5% pour la variante R+3 , 26% la variante R+7 et 34% pour la variante R+11 par rapport au contreventement par palées en Λ .

Pour les structures contreventées par palées en Λ et en X avec tube d'acier carré et circulaire rempli du béton on a trouvé que les palées en X sont supérieures avec un rapport de stabilité au renversement **3,31** $\geq 1,5$ pour la variante R+3, **2,27** $\geq 1,5$ pour la variante R+7 et **2,05** $\geq 1,5$ pour la variante R+11

V.6 - Spectre de réponse :

• **Structure R + 3 :**

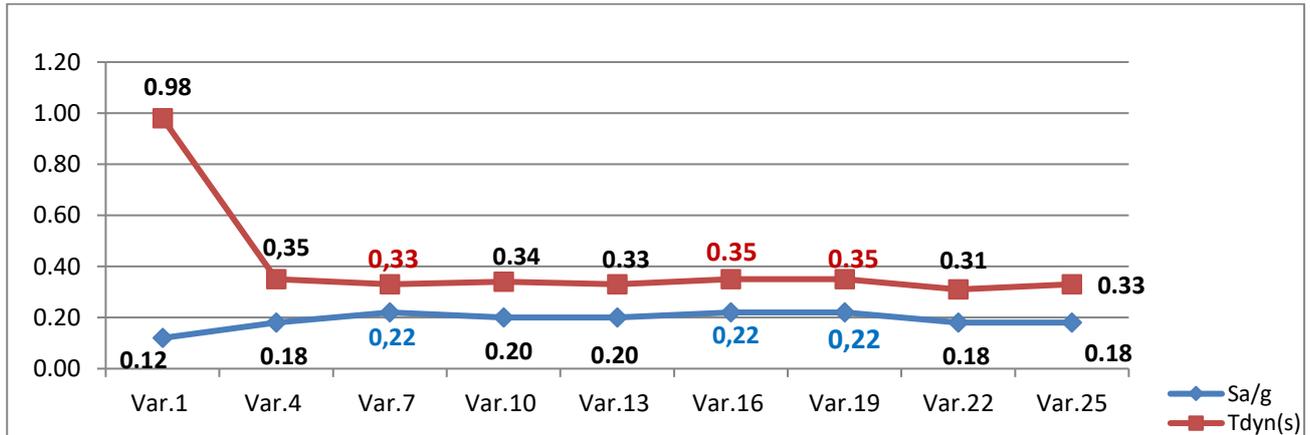


Figure V.45: Courbe du spectre de réponse **Sa/g** et la période dynamique **Tdyn(s)** des structures R+3.

Commentaire :

La figure V.45 représente la courbe du spectre de réponse réglementaire (RPA 99, version 2003) en fonction de la période dynamique des structures R+3 avec ses variantes.

Courbe 1 :

La valeur de la période dynamique, 0,33s est relativement plus petite dans les structures des variantes N°07 avec cornières 200 x 200 x 24, voir rigide par rapport aux autres structures ainsi que dans les variantes N°16 et 19 avec une valeur de 0,35s avec CFST carré et circulaire par palées en Λ .

Courbe 2 :

La valeur du spectre de réponse, 0,22 dans les structures des variantes N°07 avec cornières 200 x 200 x 24, les variantes N°16 et 19 avec CFST carré sont supérieures par rapport aux autres variantes des structures R+3.

• **Structure R + 7 :**

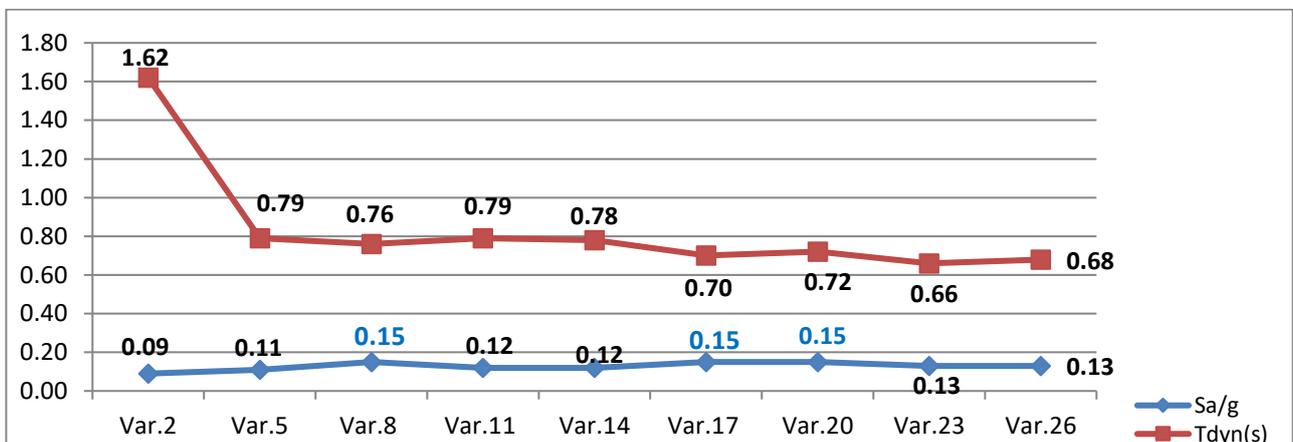


Figure V.46: Courbe du spectre de réponse **Sa/g** et la période dynamique **Tdyn(s)** des Structures R+7.

Commentaire :

La figure V.46 représente la courbe du spectre de réponse réglementaire (RPA 99, version 2003) en fonction de la période dynamique des structures R+7 avec ses variantes.

Courbe 1 :

La valeur de la période dynamique, 0,70s est relativement plus petite dans les structures des variantes N°17 avec CFST carré par palées en Λ , donc rigide et les dans la variante N°08 contreventée avec cornières 200 x 200 x 24 par rapport aux autres structures.

Courbe 2:

La valeur du spectre de réponse, 0,15 dans la structure de la variante N°17 avec CFST carré en Λ ainsi que la variante N°08 est supérieur par rapport aux autres variantes des structures R+7.

• **Structure R + 11 :**

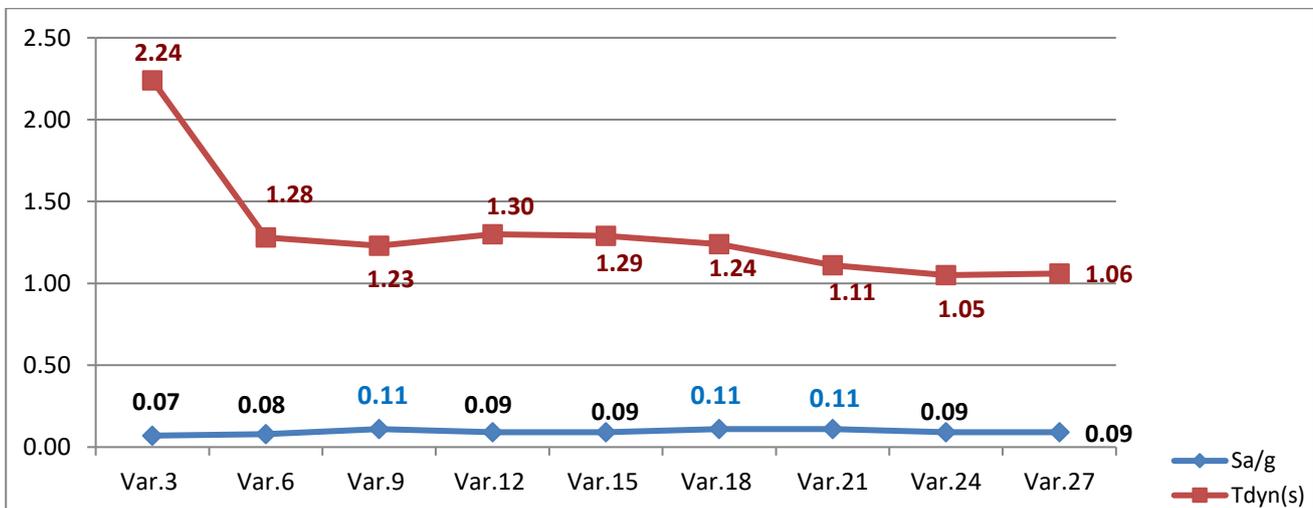


Figure V.47: Courbe du spectre de réponse **Sa/g** et la période dynamique **Tdyn(s)** des structures R+11.

Commentaire :

La figure V.47 représente la courbe du spectre de réponse réglementaire (RPA 99, version 2003) en fonction de la période dynamique des structures R+11 avec ses variantes.

Courbe 1 :

La valeur de la période dynamique, 1,23s est relativement plus petite dans la structure de la variante N°09 avec cornières 200 x 200 x 24 et 1,11s et 1,24 pour les variantes N°21 et 18 avec CFST carré, donc rigide par rapport aux autres variantes des structures R+11 par palées en Λ .

Courbe 2:

La valeur du spectre de réponse, 0,11 dans les structures des variantes N°18 avec CFST carré et les variantes N°18 et 21 avec cornières 200 x 200 x 24 sont supérieures par rapport aux autres variantes des structures R+11.

V.8 - Interprétations des résultats :

À la lumière des résultats obtenus, on est arrivé à conclure que les structures avec ses différents étages 3, 7 et 11 étages contreventées par palées en Λ avec CFST carré sont les plus performants parmi les 27 variantes étudiées, suivi par les structures par palées en Λ avec cornières 200 x 200 x 24 et des structures avec palées en X et de ce fait, on va faire la comparaison entre les deux variantes par palées en Λ et par palées en X dans les critères suivants :

1- Comparaison des meilleurs résultats des variantes par palées en Λ avec cornières 200 x 200 x 24:

- ✓ Une période inférieure par rapport aux palées en X des structures R+3 avec un écart de **6 %**, **3%** pour les structures R+7 et un écart de **2%** pour les structures R+11.
- ✓ Une Masse inférieure par rapport aux palées en X dans les structures R + 3 avec un écart de **6 %**, **3%** pour les structures **R + 7** et un écart de **66%** pour les structures R+11.
- ✓ Un Effort tranchant important par rapport aux palées en X dans les structures R+3 avec un plus de **22%**, **25,5%** pour les structures R+7 et une augmentation de **32%** pour les structures R+11.
- ✓ Une meilleure valeur de déplacement avec une diminution de **6%** pour les structures R+7 et **3,8%** pour les structures R+11, cependant pour les structures R+3, les palées en X ont la même valeur du déplacement.

2- Comparaison des meilleurs résultats des 27 variantes (contreventement par palées en Λ mixte en CFST carré avec cornières 200 x 200 x 24):

- ✓ Les résultats de l'analyse dynamique en termes d'effort tranchant des structures contreventées par palées en Λ avec CFST car. sont plus important avec un taux de **55 %**, soit un plus de **10 %** pour les structures de R+3, un taux de **61%** avec un plus de **22%** pour les structures de R+7 et un taux de **60%** avec un plus de **20%** par rapport aux cornières 200 x 200 x 24, la masse de la structure avec CFST car. est inférieure à la masse des structures avec cornières 200 x 200 x 24 avec taux de **67 %** pour les structures de R+3, **68%** pour les structures de R+7 et R+11 avec un écart de **36%**.
- ✓ L'enregistrement d'une meilleure valeur du déplacement avec une diminution de **38%** pour les structures R+3, **56%** pour les structures R+7, et pour les structures R+11 avec une réduction de **58%**.
- ✓ Une meilleure valeur de période avec une diminution de **4%** pour les structures R+7, cependant pour les structures R+3 et R+11, ont la même valeur de période avec les cornières 200 x 200 x 24.

- ✓ Les Courbes du spectre de réponse nous a permet d'évaluer la réponse d'une structure à un séisme au présent et au future, et après avoir analysé les courbes des structures étudiées avec ses variantes, on a trouvé que la réponse de la structure contreventée par palées en Λ avec CFST carré face au séisme est la plus favorable avec un taux de **10%** par rapport aux structures contreventée par voile en béton armé des deux épaisseurs 10 cm et 12 cm, **22%** par rapport à la structure R+3 contreventée par palées en X et **83%** par rapport à la structure sans contreventement.

3 - Comparaison des meilleurs résultats des 04 paramètres (contreventement par palées en Λ mixte en tube d'acier carré rempli du béton avec profilé HEB 450) :

Les résultats de l'analyse dynamique en termes d'effort tranchant de la structure contreventée par palées en Λ avec CFST car. sont meilleurs avec un taux de **55%** soit un plus de **10%** pour les structures R+11 par rapport au profilé HEB, les valeurs sont presque identiques pour les structures R+3 et R+7.

- ✓ La masse de la structure avec CFST car. est légère avec une valeur inférieur avec un écart de **20%** pour les structures R+3, un écart de **18%** pour les structures R+7 et R+11 par rapport aux structures avec profilé HEB 450.
- ✓ Une Meilleure grandeur du déplacement pour les contreventements avec CFST carré avec une diminution de **26%** pour les structures R+3, **48%** pour les structures R+7 et de **50%** pour les structures R+11 par rapport au profilé HEB 450, cependant le déplacement est augmenté pour les structures R+3 avec un écart de **26%**.
- ✓ Les structures contreventées par palées en Λ avec 2CAE 200 x 200 x 24 et en profilé HEB 450 sont presque identique, dans les critères de masse, effort tranchant cependant une très petite différence au niveau du déplacement et de la période de vibration.
- ✓ Toutes les structures avec ses variantes sont stables au renversement.
- ✓ L'effet de l'emplacement des types du système de contreventement influe sur la rigidité et la résistance de la structure par ailleurs l'emplacement près du centre offre la meilleure rigidité et de déplacement de la structure.

Chapitre VI : Calcul d'assemblage.

VI.1 - Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations notamment de torsions.

La base du poteau au rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts qui se développent dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé de beaucoup l'épaisseur de lame et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par de raidisseurs.

VI.1.1 - Vérification de l'assemblage (Poteau - Poutre) :

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau. La Poutre et le jarret sont HEB 340 et le poteau en HEB 450.

Pour la vérification de l'assemblage à la résistance de sous l'effet des sollicitations suivantes :

- Un moment fléchissant : $M_{sd} = 24,99 \text{ kN.m}$.
- Un effort normal : $N_{sd} = 39,84 \text{ kN}$.
- Un effort tranchant : $V_{sd} = 15,49 \text{ kN}$.

Soit un assemblage constitué de 8 boulons HR de classe 8,8.

- Nombre de boulon soumis à La traction : 06 Boulons.
- La Compression : 02 Boulons.
- Nombre de files : $n = 2$.
- La Platine à une épaisseur de : 20 mm.
- Coefficient de frottement : $\mu = 0,3$.
- La section résistante A_s des boulons a la traction, $A_s = 245 \text{ mm}^2$.
- $F_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$.
- $F_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$.

VI.1.1.a -Les Caractéristiques géométriques des profilés HEB 450 et HEB 340 :

	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf(mm)	r (mm)	d (mm)
HEB 450	450	300	14	26	27	344
HEB 340	340	300	12	21,5	27	243

Tableau VI.1: Les Caractéristiques géométriques des profilés HEB 450 et HEB 340.

VI.1.2 - Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$d_1 = 270 \text{ mm}$, $d_2 = 210 \text{ mm}$, $d_3 = 150 \text{ mm}$, $d_4 = 90 \text{ mm}$.

$$\sum d_i^2 = (270)^2 + (210)^2 + (150)^2 = 139\,500 \text{ mm}^2.$$

VI.1.2.a - Calcul du moment résistant MRd :

$$MR_d = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i.$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3}$$

$$MR_d = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots).$$

$$MR_d = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1}$$

$$\text{Donc : } N_1 = \frac{MR_d \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

Avec :

N_1 : l'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_i : distance des boulons par rapport au centre de rotation.

VI.1.2.b - L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Vaut :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s.$$

Boulon de diamètre 20 mm.

$$A_s = 192 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2.$$

$$F_p = 0,7 \times 800 \times 0,245 = \mathbf{137,2 \text{ kN}}$$
 pour un boulon.

$F_p = \mathbf{137,2 \text{ kN}}$.

VI.1.2.c - Le Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$MRd = \frac{N1\Sigma di^2}{d1} = \frac{n.Fp.\Sigma di^2}{d1} \text{Où :}$$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

VI.1.2.d - Vérification à la résistance de l'assemblage :

$$Msd \leq MRd$$

$$MRd = \frac{2 \times 1372 \times 0,139500}{0,27} = \mathbf{141,77 \text{ kN.m}}$$

Msd = **24,58** kN.m ≤ MRd = **141,77** kN.m ... Condition vérifiée

MRd = 141,77 kN.m.

VI.1.2.e - Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par Boulon : } \frac{Vsd}{n} = \frac{15,49}{8} = 1,93 \text{ kN.}$$

$$\text{On va vérifier que : } \frac{Vsd}{n} < \frac{Ks \cdot m \cdot \mu \cdot Fp}{\gamma M2}$$

Ks = 1,0 : Trou normal. (Eurocode 3x 6.5.8.1)

m = 1: Plan de frottement.

μ = 0,3: Coefficient de frottement.(Eurocode3*6.5.8.3).

Fp : Précontrainte de calcul (Eurocode 3*6.5.8.2).

$$VRd = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 137,2}{1,25} = \mathbf{32, 92 \text{ kN.}}$$

VRd = 32, 92 kN.

Vsd/n = **1,93** kN ≤ VRd = **32,92** kN, Condition vérifiée.

VI.2.1 - Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_t R_d$$

$$\text{Avec: } F_t R_d = t_w c \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_t R_d = 1,4 \times 0,60 \times \frac{23,5}{1,1} = 179,45 \text{ kN.}$$

$$F_t R_d = 179,45 \text{ kN.}$$

- **L'effort de cisaillement**

Vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{24,99 \times 1000}{340 - 2 \times 21,5} = 84,1 \text{ kN.}$$

$F_v = 84,1 \leq F_t R_d = 179,45 \text{ kN}$, Condition vérifiée.

$$F_t R_d = 179,45 \text{ kN.}$$

VI.2.2 -Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée:

$$N_{sd} \leq F_c R_d$$

$$F_c R_d = \frac{K_c \cdot \rho_{beff} \cdot t_w c \cdot f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{(1 + 1,3 b_{eff} / h)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 21,5 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(26 + 27) + 2 + 20 = 340,64 \text{ mm.}$$

t_{fb} : l'épaisseur de semelle de poutre.

a_p : l'épaisseur de la gorge de la soudure 5mm.

t_{fc} : l'épaisseur de semelle de poteau.

r_c : rayon de raccordement âme / semelle du poteau.

t_p : l'épaisseur de la platine.

- **Elancement réduit de la partie efficace de l'âme :**

Si $\lambda_p \leq 0,72 \rho = 0,1$.

Si $\lambda_p > 0,72 \rho = (\lambda_p - 0,2) / \lambda_p^2$.

$$\lambda_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_w c \cdot f_y}{E \cdot T_w c^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{340,64 \times 34,4 \times 23,5}{2,4 \times 10^4 \times 1,4^2}} = 2,25.$$

$$\lambda_p = 2,25 > 0,72$$

$$\rho = (\lambda_p - 0,2) / \lambda_p^2 = \frac{2,25 - 0,2}{2,25^2} = 0,4 \Rightarrow \rho = 0,4$$

$$\sigma_{c.sd} \leq 0,7 f_y \Rightarrow k_c = 1,0$$

$$\sigma_{c.sd} > 0,7 f_y \Rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c.sd} / f_y$$

$\sigma_{c.sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \cdot Z_{max}}{I_y}$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{15,49}{21,8} + \frac{24,99 \times 10^2 \times 22,5}{79887,6} = 0,77 \text{ kN/cm}^2.$$

$$0,7 f_y = 0,7 \times 23,5 = 16,45 \text{ kN/cm}^2.$$

$$\sigma_{c.sd} = 0,77 \text{ kN/cm}^2 < 0,7 f_y \Rightarrow K_c = 1.$$

VI.2.2.1 - La résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$F_c R_d = \frac{K_c \cdot \rho \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y}{\gamma M_1 \sqrt{(1 + 1,3 (b_{eff} / h)^2)}} = \frac{1 \times 0,4 \times 34,064 \times 1,4 \times 23,5}{1,1 \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{34,064}{45}\right)^2}}$$

$$F_c R_d = 308,95 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i.$$

$\sum N_i$: La somme des efforts dans les boulons tendus.

$$N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{24,99 \times 270 \times 10^{-3}}{0,1395} = 48,3 \text{ kN.}$$

$$N_1 = \frac{24,99 \times 210 \times 10^{-3}}{0,1395} = 37,61 \text{ kN.}$$

$$N_1 = \frac{24,99 \times 150 \times 10^{-3}}{0,1395} = 26,87 \text{ kN.}$$

$$\sum N_i = 48,3 + 37,61 + 26,87 = 112,78 \text{ kN.}$$

$$N_{sd} = 112,78 \text{ kN} < F_c R_d = 308,95 \text{ kN, Condition vérifiée.}$$

$$N_{sd} = 112,78 \text{ kN}$$

VI.2.3 - Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 f_y .h.t_w}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 23,5 \times 45 \times 1,4}{1,1}$$

$$V_{Rd} = \mathbf{780,62 \text{ kN.}}$$

$$F_v = \frac{M}{h-t_f} = \frac{24,99 \times 1000}{340-2 \times 21,5} = \mathbf{84,1 \text{ kN.}}$$

$F_v = \mathbf{84,1 \text{ kN}} < V_{Rd} = \mathbf{780,62 \text{ kN}}$, Condition Vérifiée.

VI.3 - Assemblage sollicité simultanément au cisaillement et à la traction :

Les boulons soumis à des efforts combinés de cisaillement V_{sd} et de traction N_{sd} doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\frac{V_{sd}}{F_{vrd}} + \frac{N_{sd}}{1,4 F_{trd}} \leq 1$$

$$\frac{15,49}{32,92} + \frac{39,84}{1,4 \times 179,45} = 0,62 < 1 \text{ , Condition vérifiée.}$$

VI.4 - L'assemblage des diagonales de contreventement :

Ce Sont des éléments soumis à un effort de traction seul, ce qui conduit à vérifier des boulons sollicités par un effort de cisaillement.

- L'effort de compression maximale des cornières (2 CAE 200 x 200 x 24) $T = \mathbf{654,58 \text{ kN}}$.
- Les doubles cornières sont fixées avec le gousset par 6 boulons de classe 8.8.

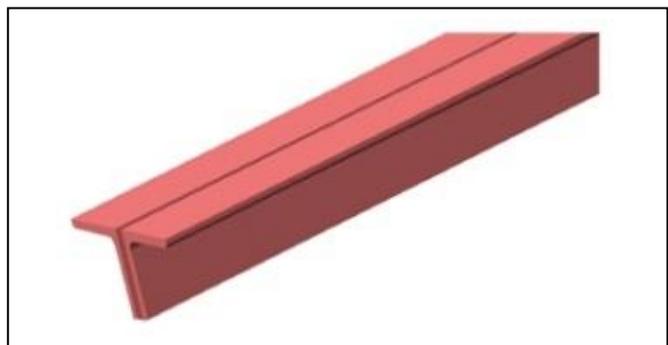
a) Diamètre des boulons :

$$F_v.S_d \leq F_v.R_d$$

$$\frac{T_{Sd}/2}{n} \leq \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{654,58 \times 10^3 \times 1,25}{2 \times 6 \times 0,6 \times 800} = \mathbf{142 \text{ mm}^2}.$$

Soit : M18 ($A_s = 192 \text{ mm}^2$).



Figures VI.1 : Double cornières 2CAE 200 x 200 x 24.

b) Espacement des boulons :

$$P1 \geq 2,2 d_0 = 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm.} \rightarrow P1 = 50 \leq 14t = 14 \times 10 = 140 \text{ mm.}$$

$$e1 \geq 1,2 d_0 = 1,2 \times 20 = 24 \text{ mm.} \rightarrow e1 = 30 \leq 12t = 12 \times 10 = 120 \text{ mm.}$$

$$e2 \geq 1,2 d_0 = 1,5 \times 20 = 30 \text{ mm.} \rightarrow e1 = 100 \leq 12t = 12 \times 10 = 120 \text{ mm.}$$

$$P2 \geq 3 d_0 = 3 \times 20 = 60 \text{ mm.} \rightarrow P1 = 60 \leq 14t = 14 \times 10 = 140 \text{ mm.}$$

Avec : $t = (t \text{ cornière, } t \text{ gousset}) = (24 \text{ mm, } 10 \text{ mm}) = 10 \text{ mm.}$

c) Résistance au cisaillement : (Plan de cisaillement passe par la partie fileté).

D'après l'Eurocode 03, tableau 6.5.3 pages 251.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 1,92 \times 10^{-2}}{1,25} = \mathbf{92,16 \text{ kN.}}$$

$$F_{v,Rd} = \mathbf{92,16 \text{ kN.}}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{654,58}{2 \times 6} = \mathbf{54,54 \text{ kN.}}$$

$$F_{v,Sd} = \mathbf{54,54 \text{ kN.}}$$

$F_{v,Sd} = 54,54 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 92,16 \text{ kN}$, **Condition Vérifiée.**

d) Vérification de la pression diamétrale :

Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{k1 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \text{ avec : } \alpha = \min\left(\frac{e1}{3d_0}; \frac{P1}{3d_0} + 1,7; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right).$$

$$e1 = 30 \text{ mm.} \quad f_u = 360 \text{ N/mm}^2.$$

$$P1 = 50 \text{ mm.} \quad f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2.$$

$$d = 18 \text{ mm.} \quad t = 10 \text{ mm, l'épaisseur de gousset.}$$

$$d_0 = 20 \text{ mm.} \quad \alpha = \text{Min}(0,5; 2,53; 2,22, 1) = \mathbf{0,5}.$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,5 \times 360 \times 18 \times 10 \times 10^{-3}}{1,25} = \mathbf{64,8 \text{ kN.}}$$

$$F_{b,Rd} = \mathbf{64,8 \text{ kN}}$$

$F_{v,Sd} = 54,54 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 64,8 \text{ kN}$, **Condition Vérifiée.**

e) Dimensionnement du gousset :

La section du fer plate (gousset) est sollicitée par un effort de traction seulement, donc la vérification de cette section conduite à s'assurer que :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \quad , \quad N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = A f / \gamma_{M0} \\ N_{u,Rd} = 0,9 A_{nette} f_u / \gamma_{M2} \end{array} \right.$$

La section brute minimale résistante est :

$$A = h \cdot t \quad \text{avec :} \quad h = h \text{ cornière} = 200$$

t : épaisseur de gousset à déterminer.

La section nette droit des trous de fixation :

$$A_{\text{nette}} = t (h - 2d_0).$$

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \quad \rightarrow \quad t \geq \frac{654,58 \times 10^2 \times 1,1}{(20 - 2 \times 2) \times 235} = \mathbf{19,14 \text{ mm.}}$$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M2}}{f_u} \quad \rightarrow \quad t \geq \frac{654,58 \times 10^2 \times 1,25}{(20 - 2 \times 2) \times 360} = \mathbf{14,20 \text{ mm.}}$$

$$t \geq \max (19,14 \text{ mm} ; 14,20 \text{ mm}) \quad \text{soit: } t = 20 \text{ mm.}$$

f) Assemblage gousset – poteau :

L'assemblage de fer plat avec poteau est assuré par double cornières fixées par 6 boulons M18 de classe 8,8.

$$F_a = F_b = \frac{N_{sd} \cdot b}{L} = \frac{654,58 \times 200}{400} = \mathbf{327,29 \text{ kN.}}$$

g) Assemblage cornière-poteau :

L'assemblage entre le gousset et le poteau HEB 450 réalisé à l'aide d'une double cornières 70 x 70 x 7, L = 220.

Les boulons sollicitent par des efforts combinés de cisaillement et de traction.

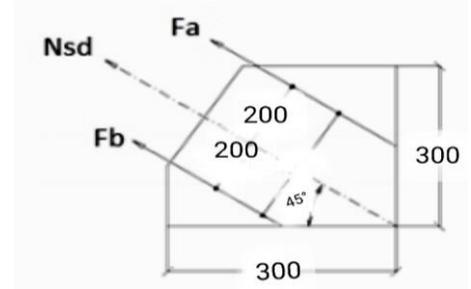


Figure VI.2 : Assemblage gousset-poteau

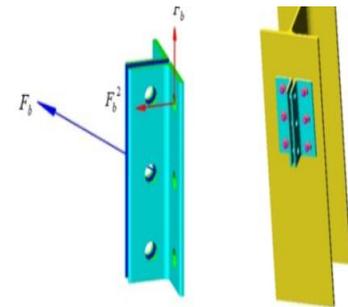


Figure VI.3 : Assemblage cornière-poteau

Cisaillement du boulon :

L'effort de cisaillement agissant sur une section de ces boulons est :

$$F_b^1 = \frac{F_b \sin \alpha}{6} = \frac{327,29 \sin 45}{6} = \mathbf{38,57 \text{ kN.}}$$

$$F_{v,sd} = F_b^1 = \mathbf{38,57 \text{ kN}}$$

$$F_b^1 = \mathbf{38,57 \text{ kN}} < F_{v,Rd} = \mathbf{92,16 \text{ kN}}, \text{ Condition Vérifiée.}$$

Traction du boulon :

$$F_b^2 = \frac{F_b \cos \alpha}{6} = \frac{327,29 \cos 45}{6} = \mathbf{38,57 \text{ kN.}}$$

$$F_b^2 = \mathbf{38,57 \text{ kN.}}$$

La vérification de la résistance en traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 8000 \times 1,92 \times 10^{-2}}{1,25} = \mathbf{110,59 \text{ kN.}}$$

$$F_{t,Sd} = \mathbf{38,57 \text{ kN}} < F_{t,Rd} = \mathbf{110,59 \text{ kN}}, \text{ Condition Vérifiée.}$$

Interaction traction cisaillement :

La vérification d'un boulon sollicité par des efforts combinés de cisaillement et de traction conduit à s'assurer que :

$$\frac{F_v. s_d}{F_v. R_d} + \frac{F_t. s_d}{1.4F_t. R_d} \leq 1$$

Donc :

$$\frac{38.57}{92.16} + \frac{38.57}{1.4 \cdot 110.59} = 0,66 < 1, \text{ Condition Vérifiée.}$$

h)Assemblage cornière-gousset :

Les boulons sollicités par trois efforts de cisaillement, F_b^1 et F_b^2 voir au –dessus :

$$F^3 = \frac{M. d_i}{\sum d_i^2} = \frac{F_b^1 \times e}{2\pi i} = \frac{38,57 \times 35}{2 \times 80} = 8,43 \text{ kN.}$$

Effort de cisaillement agissant sur un boulon est égale à la somme vectorielle des ces efforts :

$$F_v. s_d = \sqrt{(F_b^1)^2 + (F_b^2 + F^3)^2} = \sqrt{38,57^2 + (38,57 + 8,43)^2} = 60,80 \text{ kN.}$$

$F_v. s_d = 60,80 \text{ kN} < F_v. R_d = 92,16 \text{ kN}$, **Condition Vérifiée.**

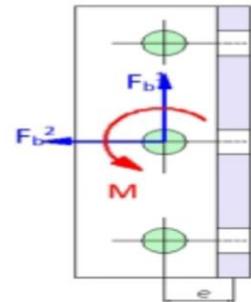


Figure VI.4 :
Assemblage
cornière-gousset

VI.5 - Calcul des bases des poteaux :

VI.5.1.a - L'Assemblage du pied de poteau :

Le pied du poteau de portique est souvent conçu de la façon la plus simple possible, avec de plus grandes tolérances, pour faciliter l'interface entre les ouvriers du béton et ceux de la charpente métallique. Dans la plupart des cas, il est conçu comme une articulation pour faire en sorte que les dimensions des fondations soient les plus faibles possible. Il est important de s'assurer de la résistance aux efforts horizontaux.

VI.5.1.b - Plaque d'assise d'un poteau :

Faire un calcul de dimensionnement de la plaque d'assise d'un poteau en HEB450 sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression : $N_{sd} = 1256,5 \text{ kN} \downarrow$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = 4,39 \text{ kN} \downarrow$
- Effort de soulèvement : $N_{sd} = 649,23 \text{ kN} \uparrow$

- Effort tranchant correspondant : $V_{z.sd} = 5 \text{ kN} \uparrow$

Données de base :

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$.
- Fondation en béton de classe C25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.
- Coefficient partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{M0} = 1,1$; $\gamma_{M2} = 1,25$ et de Béton : $\gamma_c = 1,5$.

- **Résistance du béton a la compression :**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

La valeur de α_{cc} est donnée dans l'annexe nationale. $\alpha_{cc} = 1$.

$$f_{cd} = 1 \times \frac{25}{1,5} = \mathbf{16,7 \text{ N/mm}^2} .$$

- **Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :**

La valeur du coefficient du matériau de scellement et : $\beta_j = \frac{2}{3}$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre $(A_{c1}/A_{c0}) = \alpha = 1,5$

$$F_{jd} = \alpha \beta_j f_{cd} = 1,5 \times \frac{2}{3} \times 16,7 = \mathbf{16,7 \text{ N/mm}^2} .$$

- **Estimation de l'aire de la plaque d'assise :**

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 ; \quad A_{c0} = \frac{1}{450 \times 300} \left(\frac{1256,5 \times 10^3}{16,7} \right)^2 = \mathbf{41933,22 \text{ mm}^2} .$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{1256,5 \times 10^3}{16,7} = \mathbf{75239,52 \text{ mm}^2} .$$

$$A_{c0} = \text{Max} \left\{ \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 ; \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right\} .$$

$A_{c0} = \mathbf{75239,52 \text{ mm}^2}$. Qui est le plus grand.

- **Choix du type de la plaque d'assise :**

$A_{c0} = 75239,52 \text{ mm}^2 < 0,95 h_c \cdot b_{fc} = 0,95 \times 450 \times 300 = \mathbf{128 250 \text{ mm}^2}$, donc la plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 360 > b_{fc} + 2t_{fc} = 300 + 2 \times 26 = \mathbf{352 \text{ mm}} .$$

$$h_p = 510 > h_c + 2t_{fc} = 450 + 2 \times 26 = \mathbf{502 \text{ mm}} .$$

Ce qui donne : $A_{c0} = 360 \times 510 = \mathbf{183 600 \text{ mm}^2} > A_{c0} = \mathbf{75 239,52 \text{ mm}^2}$.

• **Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :**

Calcul de la largeur appui additionnel c :

$$c = \frac{-A \pm \sqrt{b^2 - 4AC}}{2A}$$

$$A = 2$$

$$B = -(bfc - twc + hc) = -(300 - 14 + 450) = -736$$

$$C = \frac{Nsd}{2fjd} [(2bfc \cdot tfc) + (4 tfc^2) + (0,5hc \cdot twc) - (tfc \cdot twc^2)]$$

$$C = \frac{1256,5 \times 10^3}{2 fjd} [(2 \times 300 \times 26) + (4 \times 26^2) + (0,5 \times 450 \times 14) - (26 \times 14^2)] = \mathbf{16\ 514,79}.$$

$$C = \frac{736 \pm \sqrt{(736)^2 - 4(2 \times 16514,79)}}{2 \times 2} = \mathbf{24\ mm}.$$

Dans le cas **C > 0**

Vu que l'effort de compression Nsd est grande ce qui nous donne la valeur positive.

En posant t = 20 mm comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$C = t \left(\frac{fy}{3 fjd \cdot \gamma M0} \right) = 20 \left(\frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right) = \mathbf{41\ mm}.$$

Remarque :

Dans le cas d'assemblages articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égale à **15 mm**.

• **Calcul de la section efficace Aeff :**

La plaque d'assise est de projection courte.

$$Aeff = 2(bfc + 2\beta c) (c + \beta c + tfc) + (hc - 2c - 2tfc) (2c + twc).$$

$$Aeff = 2(300 + 2 \times 15) (41 + 15 + 26) + (450 - 2 \times 41 + 2 \times 26) (2 \times 41 + 14) = \mathbf{84\ 456\ mm^2}.$$

• **Calcul de la résistance à l'effort axial Nsd :**

$$Nsd \leq NRd$$

$$NRd = fjd \times Aeff$$

$$NRd = 16,7 \times 10 - 3 \times 84\ 456 = \mathbf{1472,53\ kN}.$$

$$Nsd = \mathbf{1256,5\ kN} \leq NRd = \mathbf{1472,53\ kN}, \text{ Condition Vérifiée.}$$

• **Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :**

Calcul du moment résistant MRd :

$$MRd = \frac{t^2 \cdot fy}{6 \gamma M0} = \frac{20^2 \times 235 \times 10^{-3}}{6 \times 1,1} = \mathbf{14,24\ kN \cdot mm}.$$

Calcul du moment de flexion Msd :

$$Msd = \frac{(\frac{C^2}{2})Nsd}{A_{eff}} = \frac{(\frac{41^2}{2})1256,5}{84456} = \mathbf{12,50 \text{ kN.mm}}$$

Msd = **12,50** kN.mm < MRd = **14,24** kN.mm, **Condition Vérifiée.**

Vsd ≤ Fv.Rd

Avec : Fv.Rd = Ff.Rd = Cf.d x Nsd = 0,2 x 1256,5 = **251,2** kN.

Vsd = **4,39** kN.

Nsd : est l'effort de calcul de compression du poteau.

Cf.d : est le coefficient de frottement entre la plaque d'assise et la couche de scellement.

Vsd = **4,39** kN ≤ Fv.Rd = **251,2** kN, **Condition Vérifiée.**

Remarque :

Pour plus de sécurité, il est pratique de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges ancrages dans le cas de grandes efforts de cisaillement comme le séisme.

VI.6 - Conclusion :

Ce dernier chapitre fait l'objet du calcul des assemblages poteau-traverse d'une structure R+3 contreventée par palées en X (Variante N°04), et d'après les vérifications qu'on a effectuées, on a trouvé que les résistances de l'âme du poteau dans les zones tendues, comprimées et cisillées ainsi que l'assemblage des contreventement du double cornières 200 x 200 x 24, le calcul des bases des poteaux et ses conditions sont tous vérifiées.

Conclusion Générale

Dans ce projet, on a étudié l'influence de l'ajout des différents types de contreventement dans les structures en charpente métallique à 3,7 et 11 étages. Ce travail a été mené en effectuant une étude comparative de 27 variantes ainsi que le changement de l'emplacement des barres de contreventement.

- Le Constat des résultats des 15 variantes, a montré que les structures contreventées par palées en Λ avec cornière 200 x 200 x 24 sont rigide avec des valeurs de performance parasismique presque identiques en période de vibration, d'une valeur supérieure en termes d'effort tranchant, une réduction en déplacement et en masse.
- Le Constat des résultats des 12 variantes nous a permis de résoudre la problématique d'obtenir une structure parasismique avec un rapport de masse/résistance, avec des structures contreventées par palées en Λ , avec un tube d'acier carré rempli du béton (CFST car.), qui nous a offert des meilleures performances sismiques en termes de rigidité avec un effort tranchant supérieur par rapport aux palées en X, légèreté de la structure avec une masse et du déplacement.
- L'effet de l'emplacement des contreventements par profilés HEB 450 et 2CAE 200 x 200 x 24, influe sur la rigidité et la résistance de la structure et que l'emplacement près du centre dans les paramètres N°02 et 04 offre la meilleure rigidité et des meilleures valeurs du déplacement.
- La Réponse des structures à 3 étages contreventées par palées en Λ avec cornières 200 x 200 x 24 et avec tube d'acier carré rempli du béton (CFST car.) sont les plus résistantes au séisme avec un spectre de réponse de calcul plus élevé et une période de vibration minimum.
- Tous les types de contreventements étudiés ont une bonne stabilité au renversement, ces dernières jouent un rôle très important sur le comportement global des structures.
 - Une bonne capacité de dissipation de l'énergie en raison du comportement ductile de ses éléments constitués par les poutres, poteaux et contreventement.

A travers ce projet de fin d'étude, on a pu découvrir les différentes étapes de la conception et la modélisation d'une structure en charpente métallique, qui nous a permis de mettre en épreuve nos connaissances théoriques et une expérience qui va nous servir à l'avenir pour construire un ouvrage en zone sismique qui assure la pérennité des ouvrages, ainsi que la sécurité et l'intégrité physique des occupants en respectant les réglementations telles que le règlement parasismique algérien 99, version 2003.

Enfin, nous souhaitons que notre travail serve comme un support pour les futurs étudiants du domaine de la construction.

Recommandations et suggestions :

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

- Leur distribution verticale : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable.
- Leur disposition : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- Il est préférable de ne pas représenter des éléments non structuraux qui ne contribuent pas à la résistance de l'ouvrage et qui peuvent modifier considérablement le comportement de la structure. Leur présence peut influencer sur la réponse de l'ouvrage, par exemple : rigidification éventuelle due aux matériaux de remplissage, qui peut modifier les fréquences propres dans un sens défavorable.

•

Pour avoir une conception assurant un bon comportement parasismique, il faut :

- Tenir compte des effets du site et des effets induits.
- Tenir en compte du terrain (le choix du site d'implantation).
- Adopter une architecture favorable.

L'Application des règles parasismique :

- Dispositions constructives.
- Dimensionnement.

Pour une mise en œuvre soignée :

- Matériau de qualité.
- Exécution dans les règles de l'art.

La Maintenance du bâtiment :

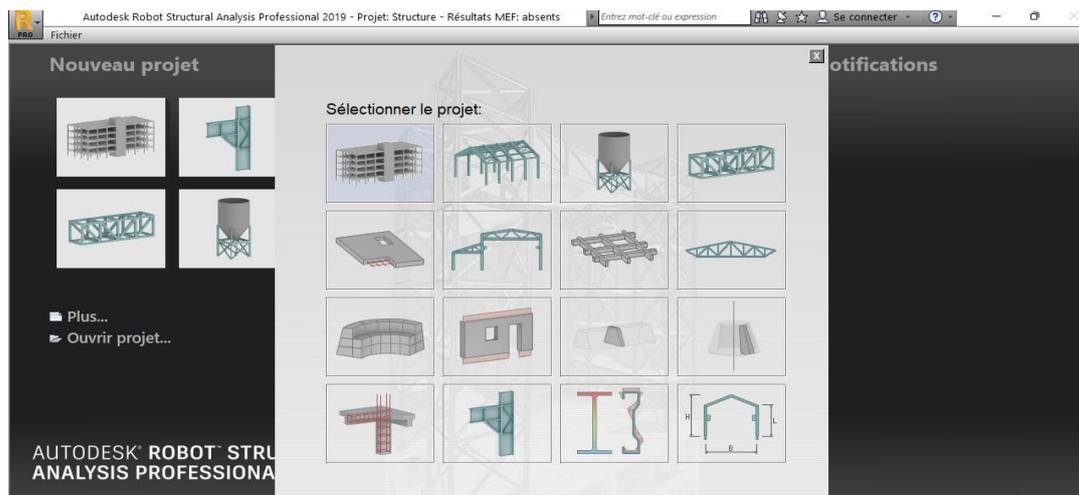
- L'entretien périodique des structures.

Références bibliographiques:

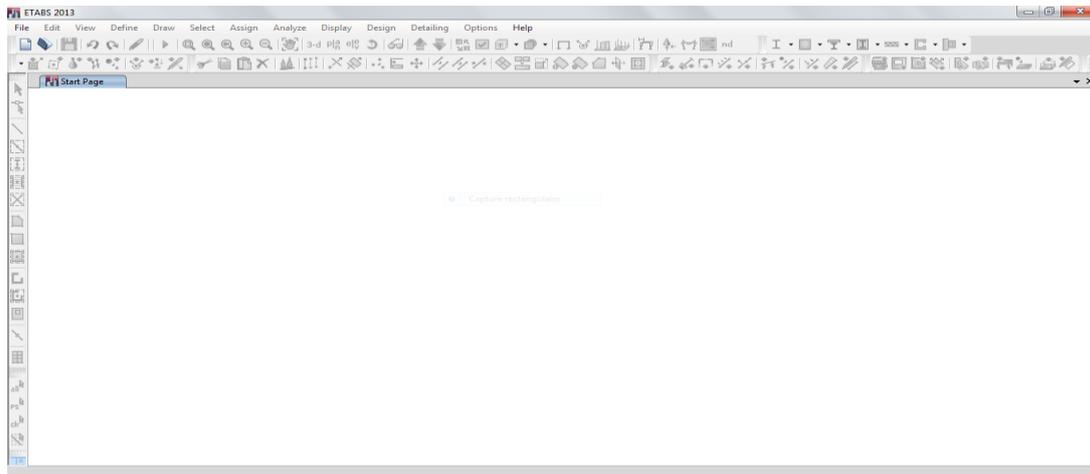
- [1] Approche technique des solutions en mixité, www.codifab.fr.
- [2] Séisme en Algérie du jeudi 21 mai 2003, <http://www.irsn.fr>.
- [3] Règlement parasismique algérien 99 version 2003, P10-11,P19,P22-23.
- [4] La nouvelle réglementation parasismique applicable aux bâtiments P2, janvier 2011, France sur site web : www.developpement-durable.gouv.fr.
- [5] Le Risque sismique et sa prévention en région Wallonne, P2 sur site : <https://orbi.uliege.be>
- [6] Comportement d'ouvrages géotechniques sous sollicitations complexes, P12, P14 du site : <http://techniques-ingenieur.fr>.
- [7] Frank Kupferlé, Ingénieur/C4Ci. Approche technique des solutions en mixité, P113 sur site web: <https://www.uicb.pro>.
- [8] La nouvelle réglementation parasismique applicable aux bâtiments, janvier 2011, France. P3.
- [9] Règlement parasismique algérien 99 version 2003, P79 - 81.
- [10] <https://www.quelleenergie.fr/economies-energie/isolation-toiture/charpente-metallique>
- [11] <https://docplayer.fr/213109415-chapitre-1-conception-et-calcul-des-systemes-de-contreventement-d-ossatures-metallique.html>.
- [12] Evaluation du facteur de comportement global. Relation Thèse de doctorat de Mr. MECHICHE Mohamed Oussalem, 2013. Page 04.
- [13] Dr Taleb Hosni Abderrahmane, Chapitre 02: Système de contreventements sur [http:// elearning.centre-univ-mila.dz](http://elearning.centre-univ-mila.dz).
- [14] Evaluation du facteur de comportement global. Relation Thèse de doctorat de Mr. MECHICHE Mohamed Oussalem, 2013. Page 05-06.
- [15] Dr Taleb Hosni Abderrahmane, Chapitre 02: Système de contreventements sur [http:// elearning.centre-univ-mila.dz](http://elearning.centre-univ-mila.dz).
- [16] Etude bibliographique d'un mémoire de Master Génie civil, Bâtiment en charpente métallique.
- [17] Centre de recherche et de formation en technologie du bâtiment (Structure mixte).
- [18] Guide de construction métallique.
- [19] Centre de recherche et de formation de la technologie, Mémoire d'un master en architecture.
- [20] Site web : www.guidetbeton.com.
- [21] Mémoire de master en Génie civil, Bâtiments en charpente métallique.

1 - Modélisation par logiciel :

1.a - Robot :

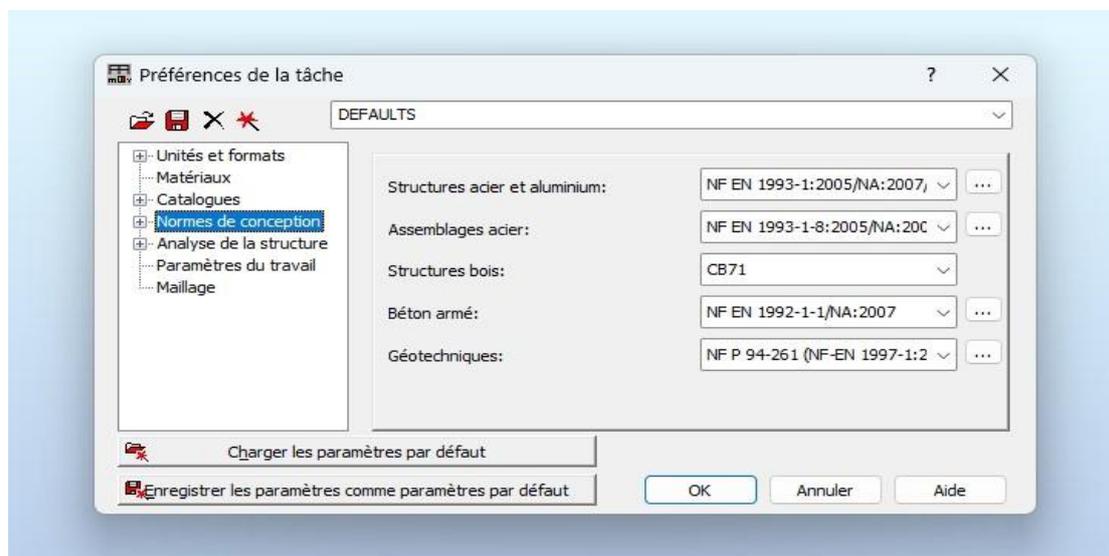


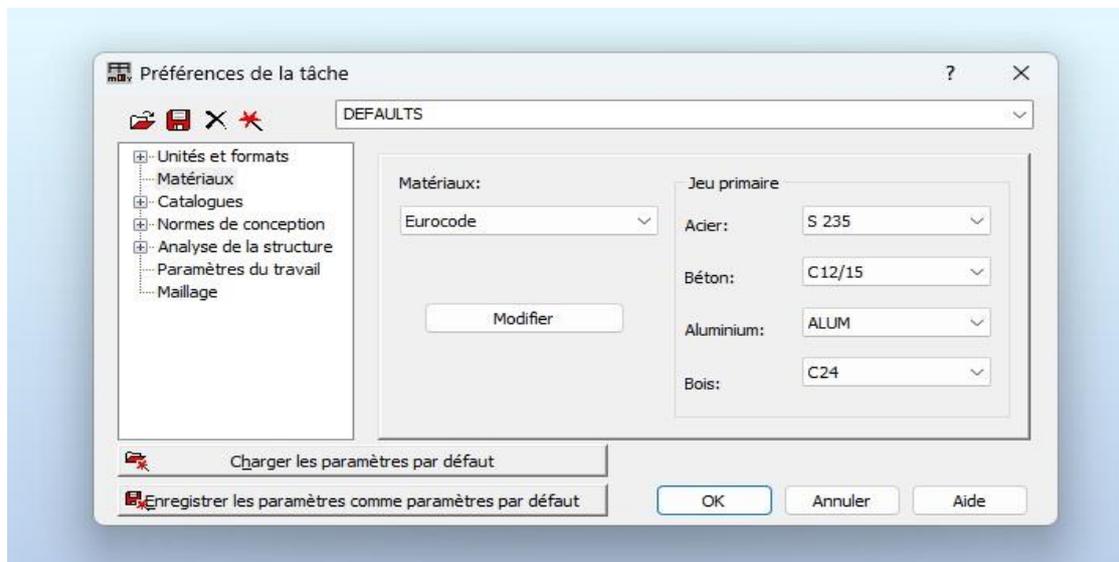
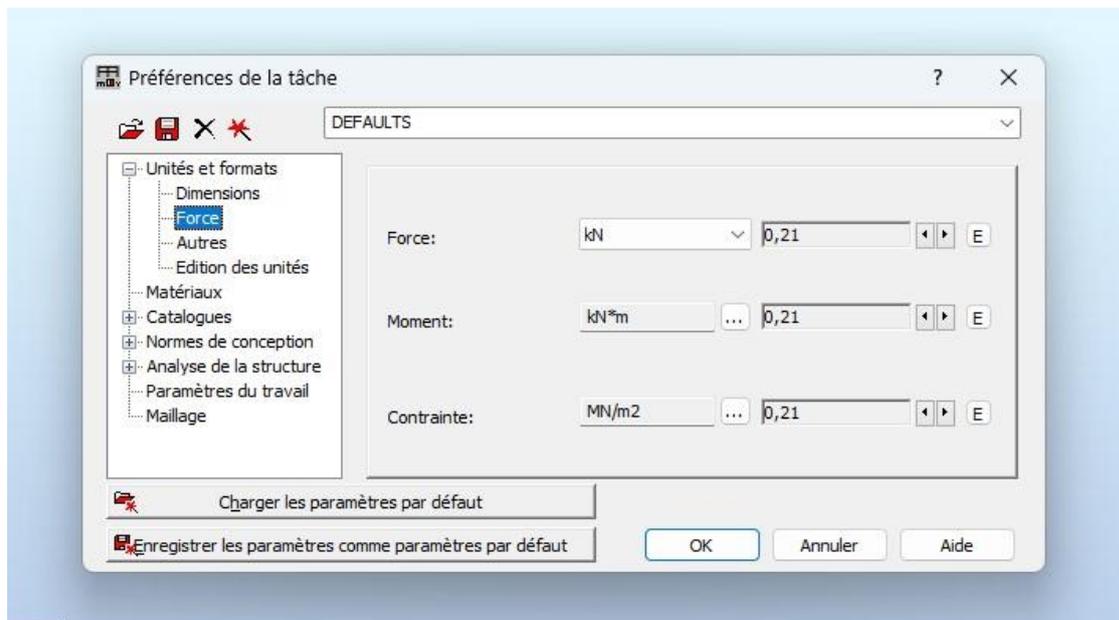
1.b - Etabs 2013 :



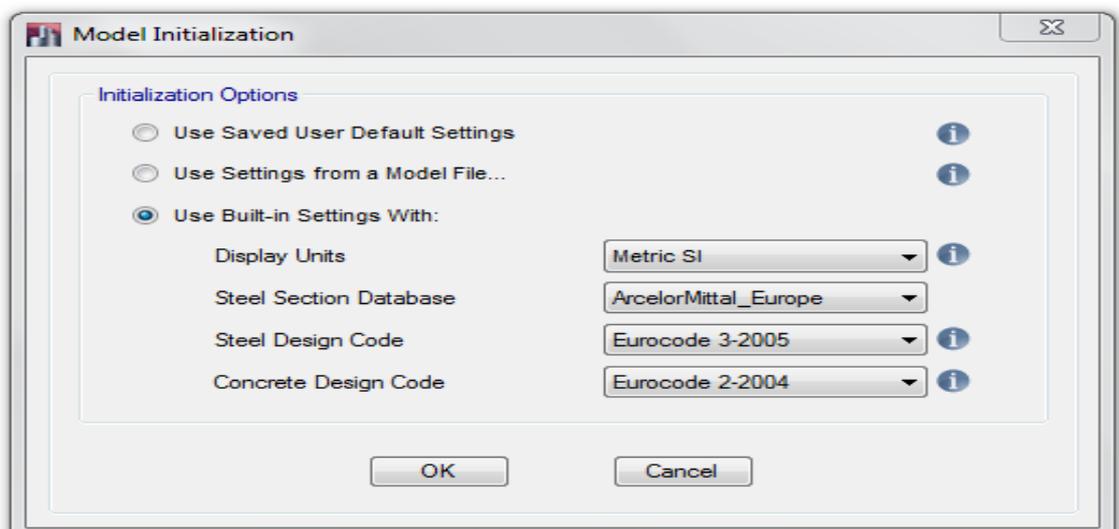
2- Configuration de préférence de l'affaire (normes, unités et matériaux.)

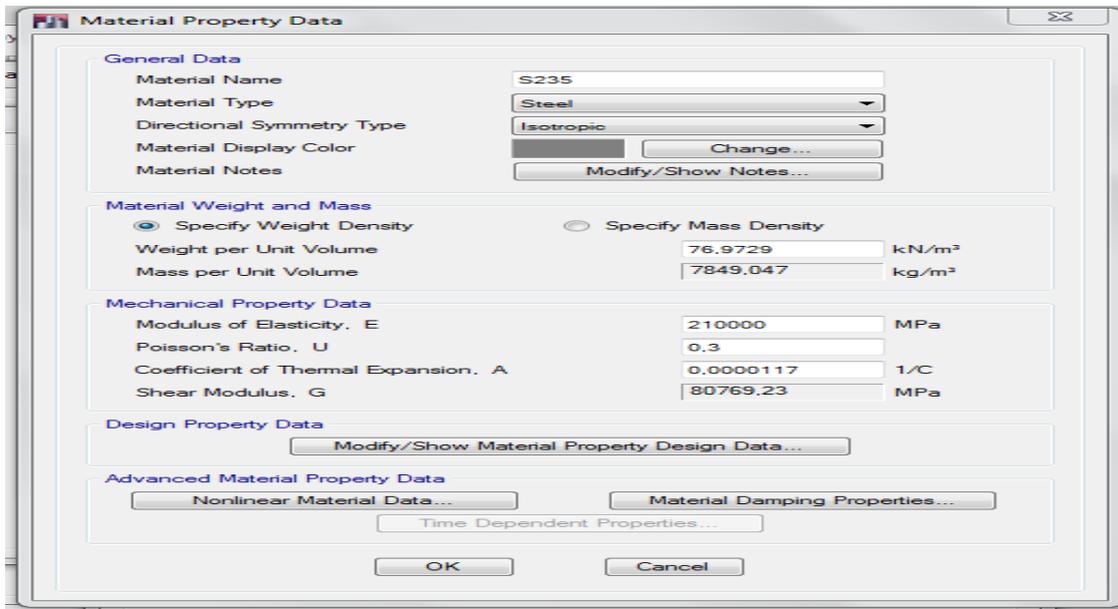
2.a - Robot 2019:





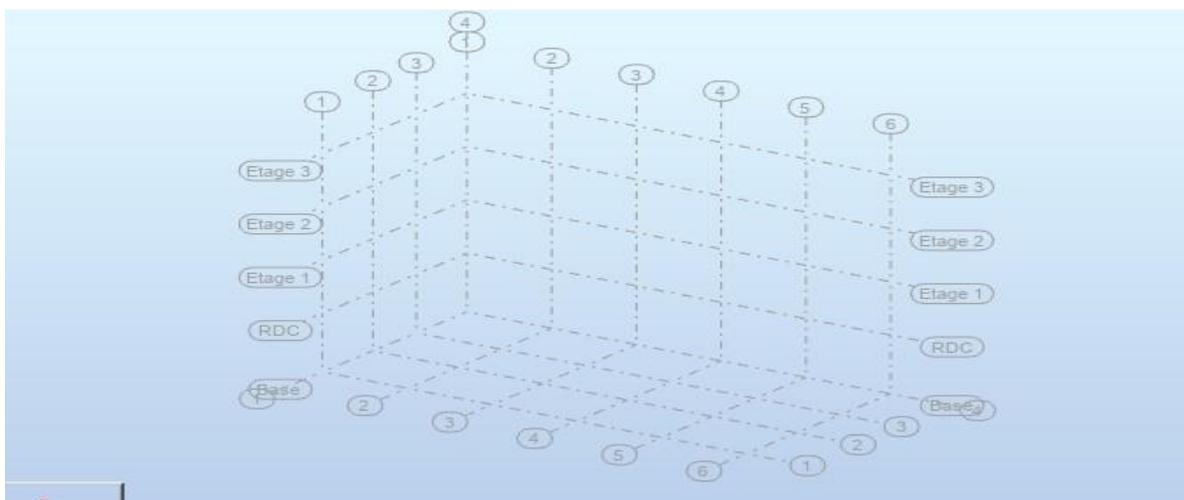
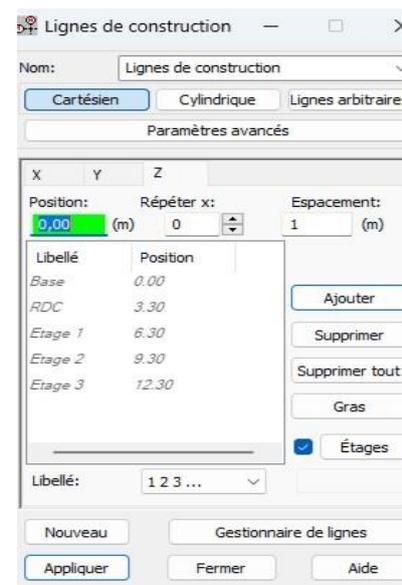
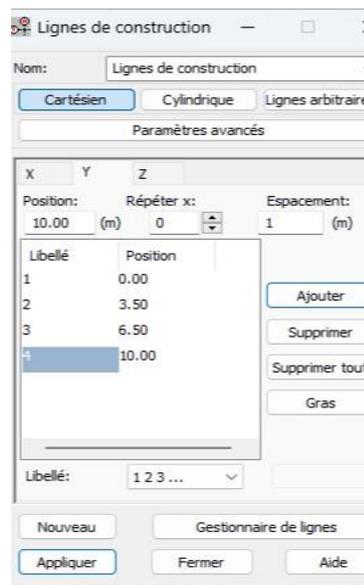
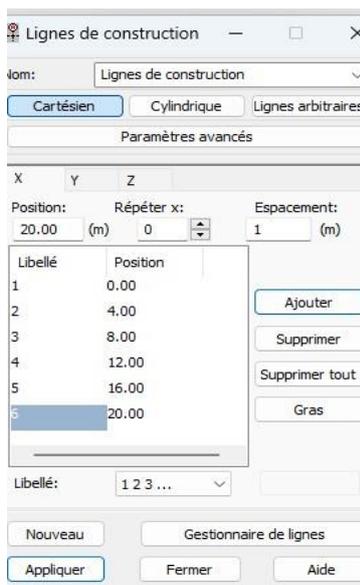
2.b - Etabs 2013:



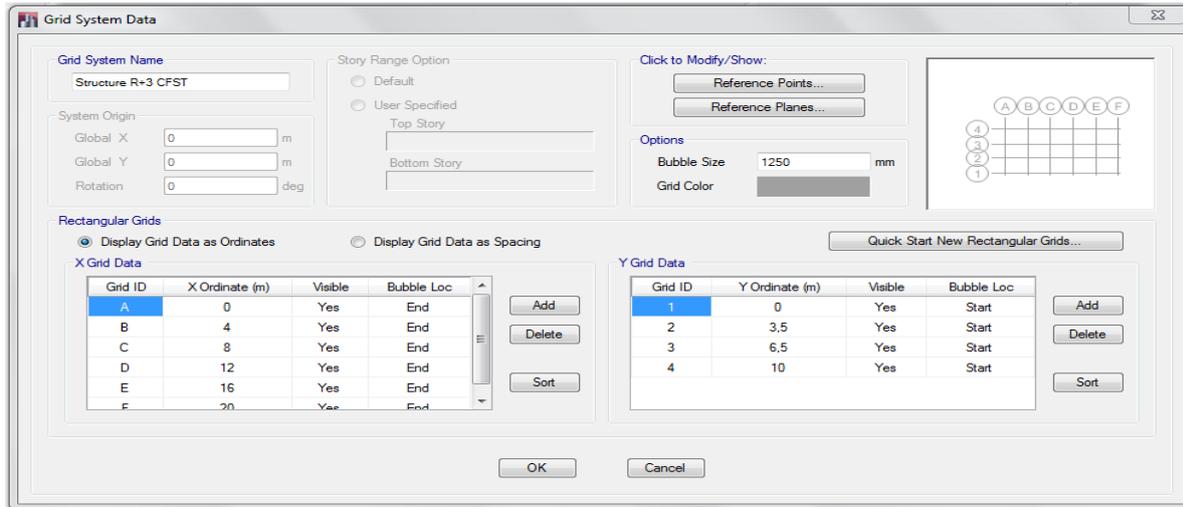


3 - Lignes de construction :

3.a - Robot 2019:

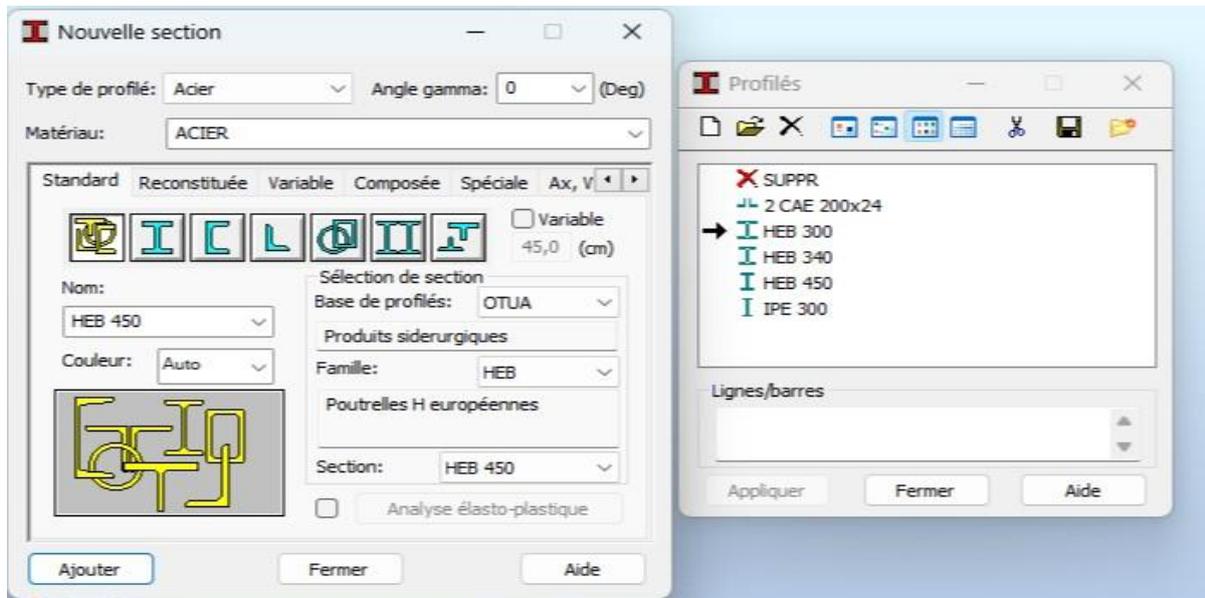


3.b - Etabs 2013:

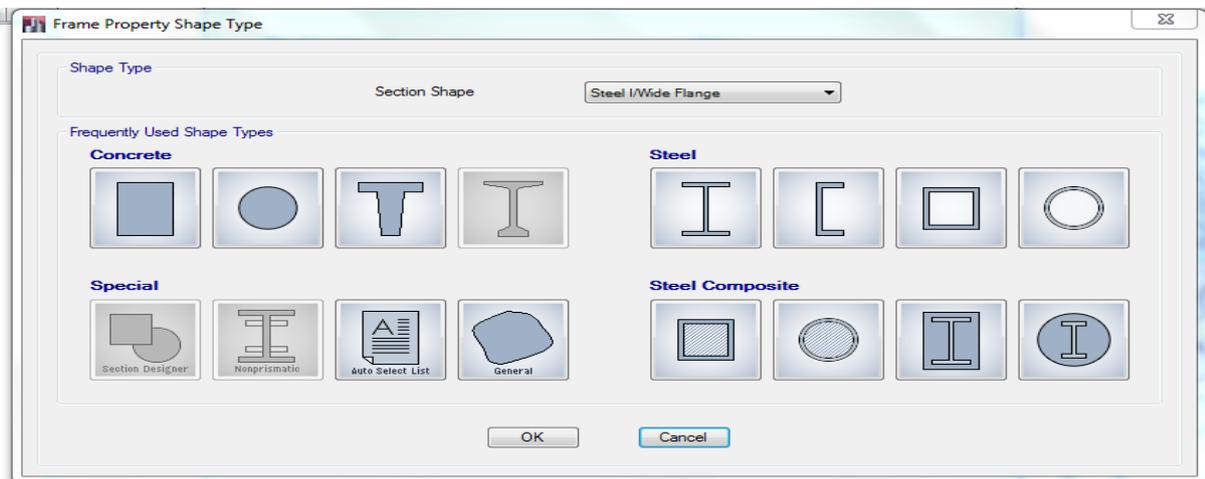


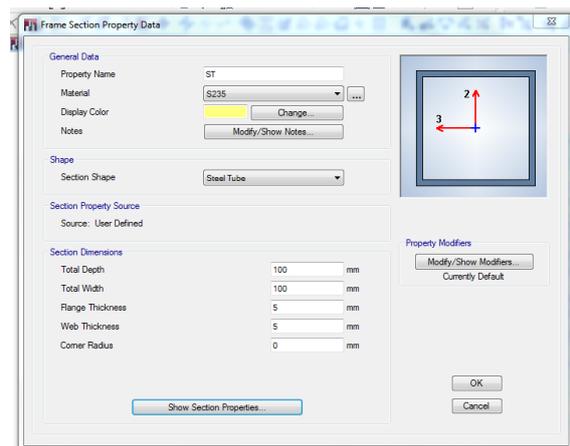
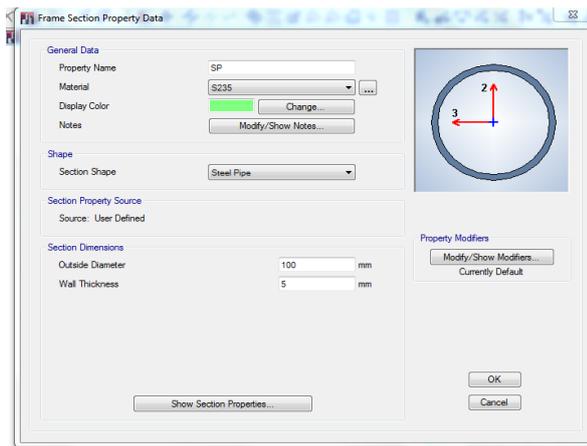
4- Géométrie (Poteaux et poutres)

4.a - Robot 2019:



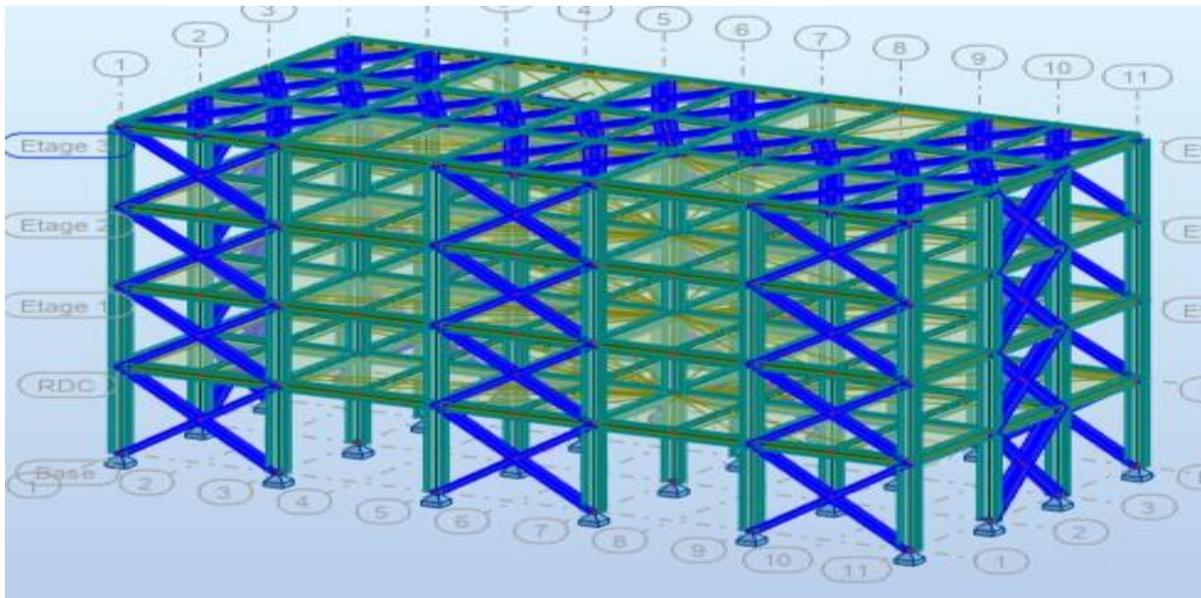
4.b- Etabs 2013:



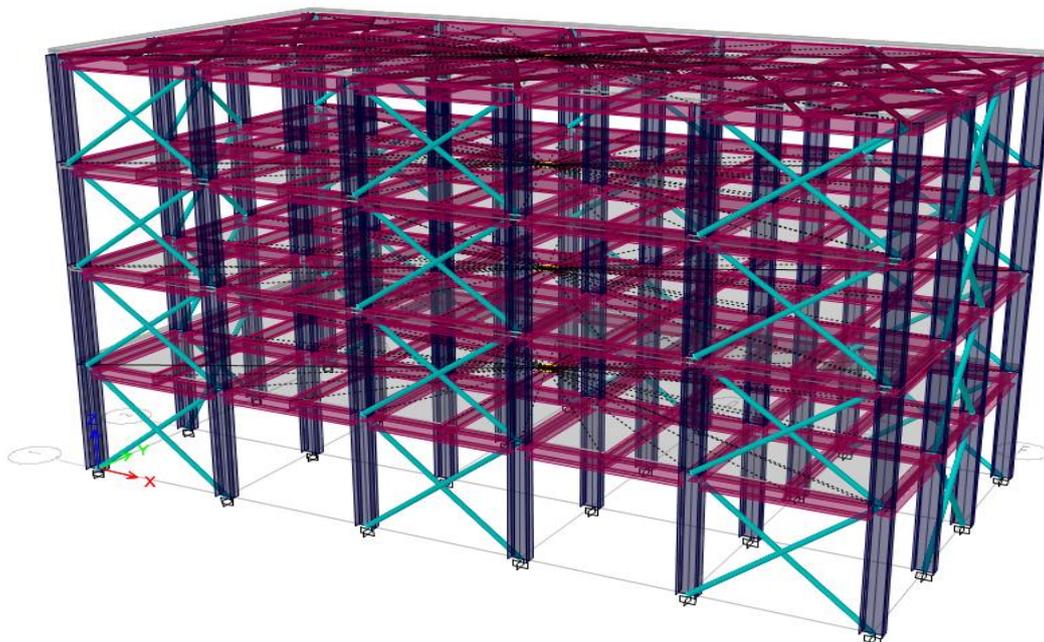


5 - Dessin de la structure :

5.a- Robot 2019:

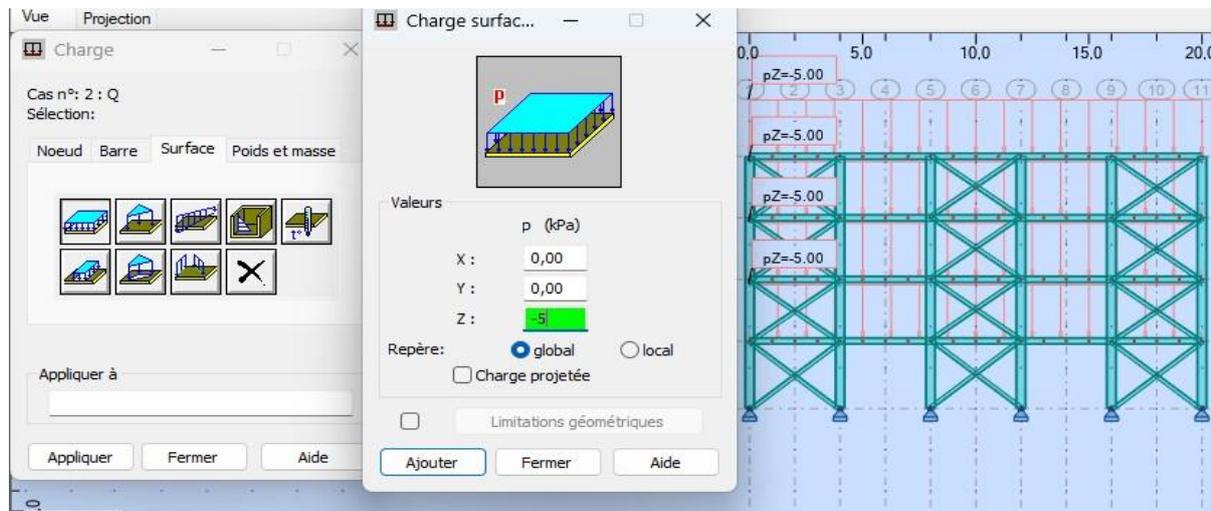


5.b - Etabs 2013:

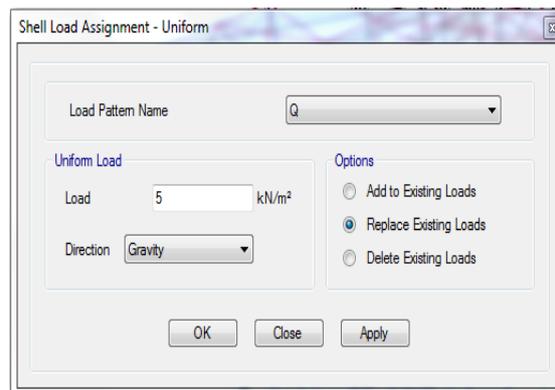
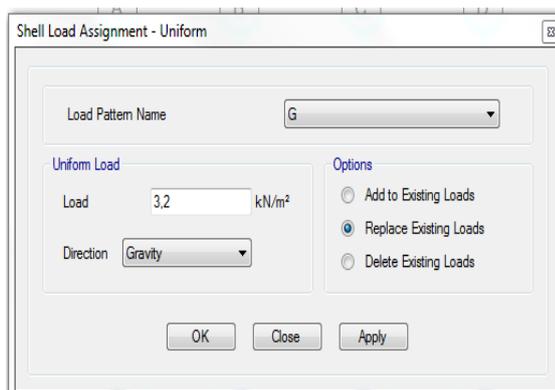


6 - Définition des cas de charges :

6.a- Robot 2019:

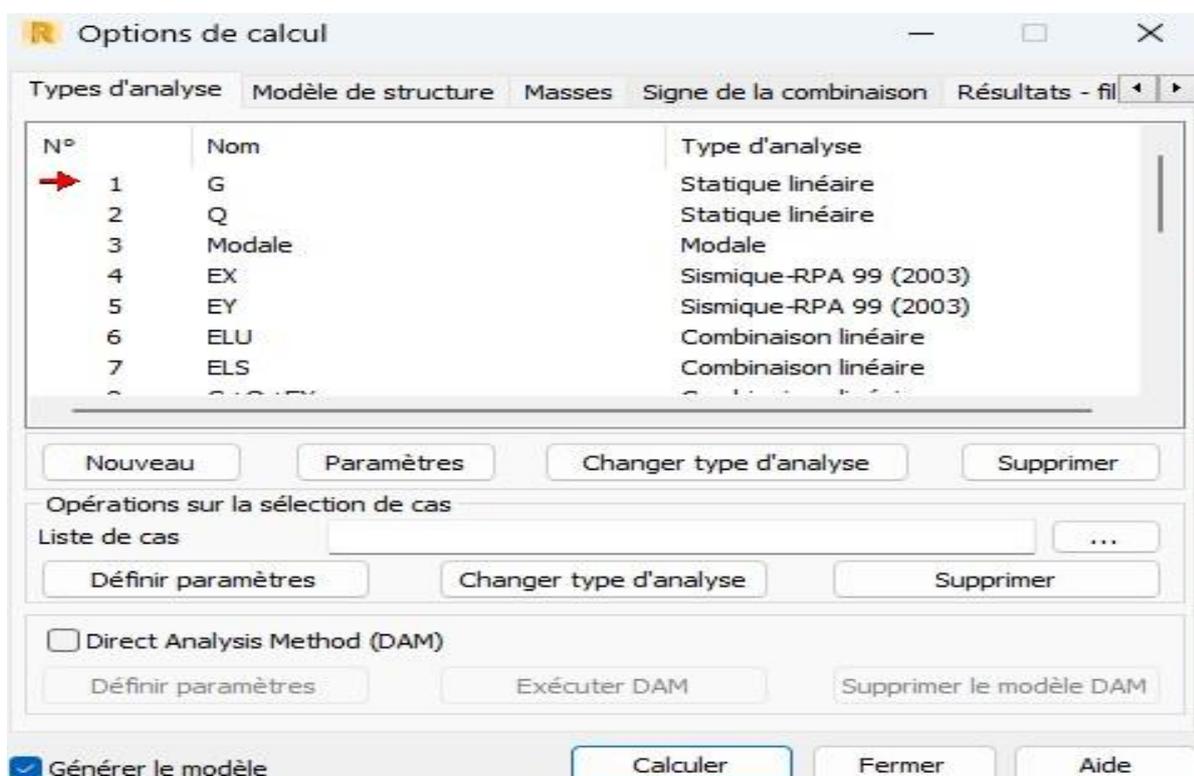


6.b- Etabs 2013:

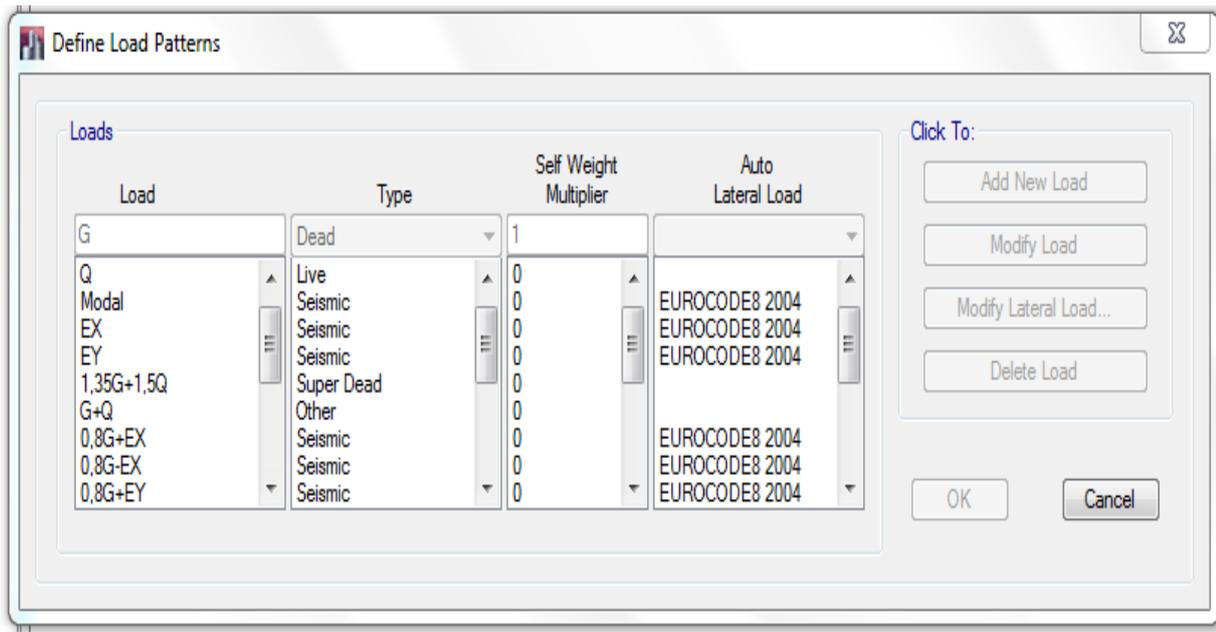


7- Chargement de la structure (G,Q, modale, séisme Ex et EY) :

7.a- Robot 2019:

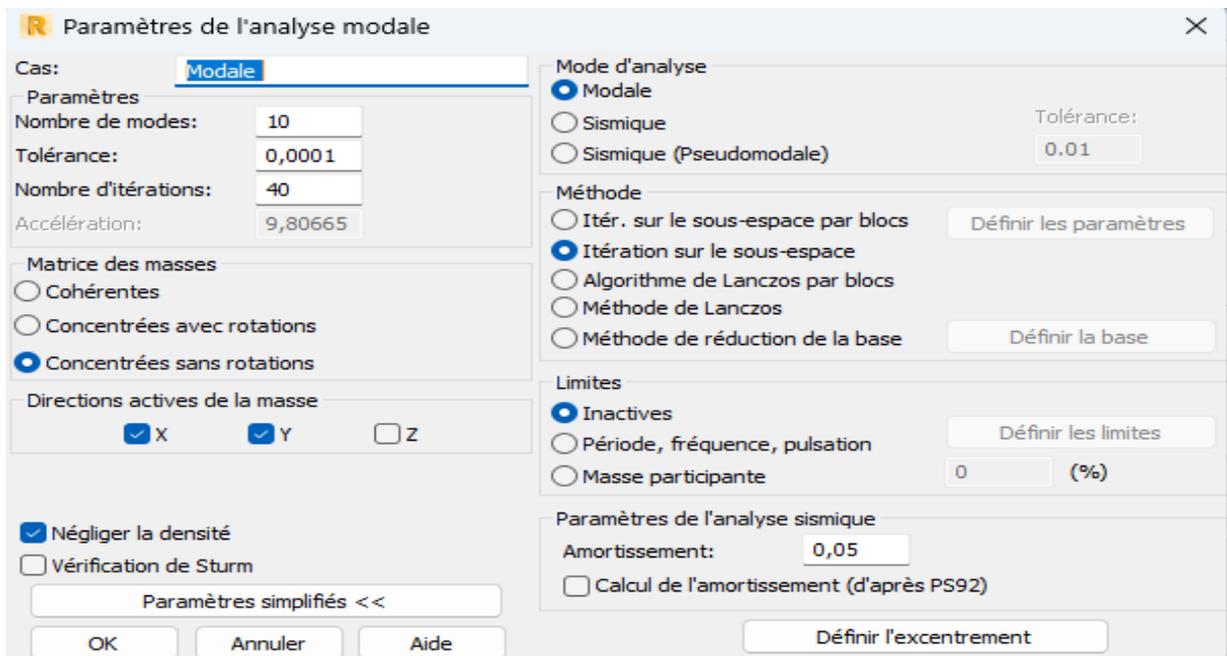


7.b- Etabs 2013:

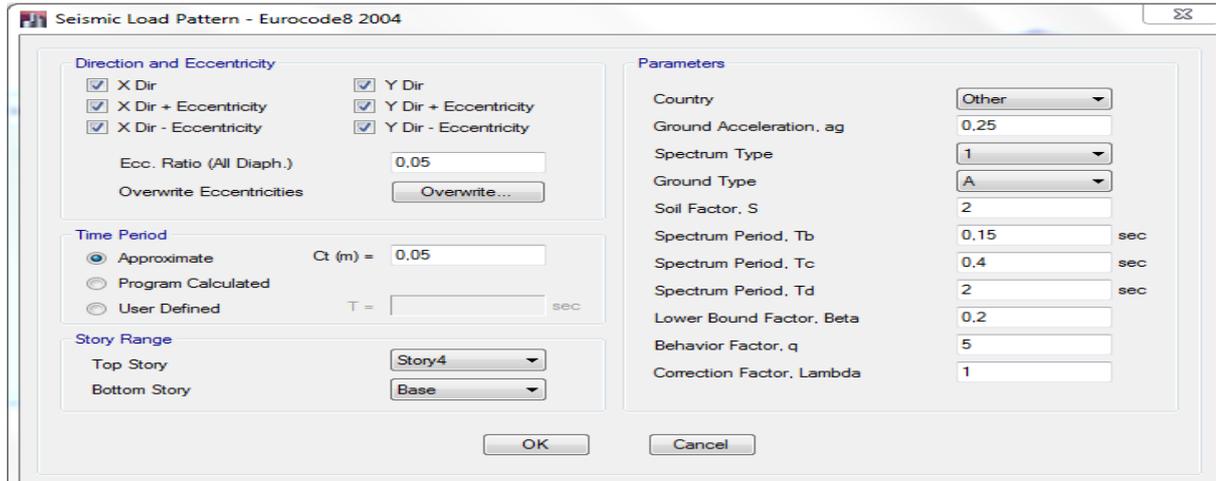


8 - Introduction des paramètres de l'analyse sismique (l'analyse modale) :

8.a- Robot 2019:

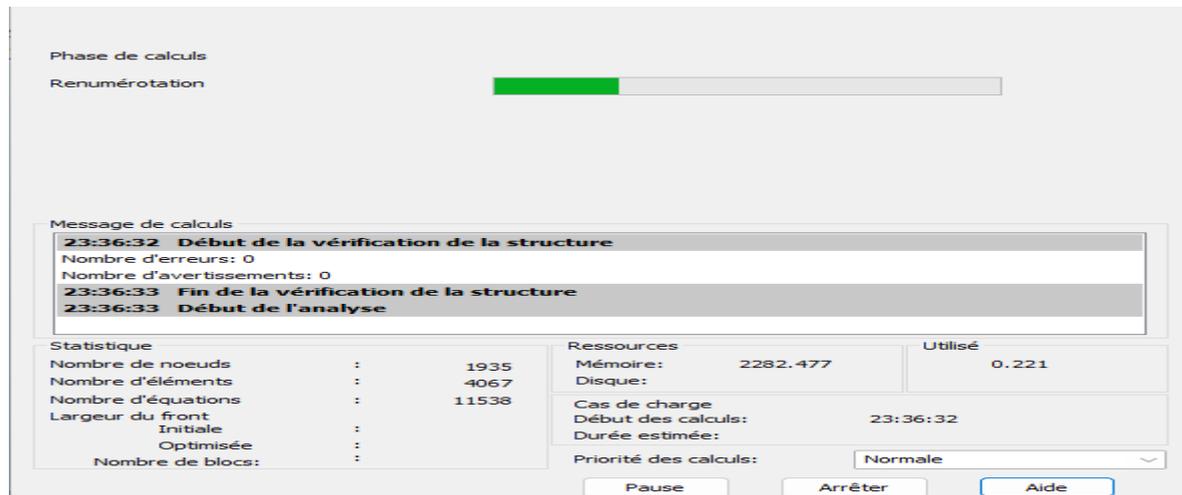


8.b - Etabs 2013:

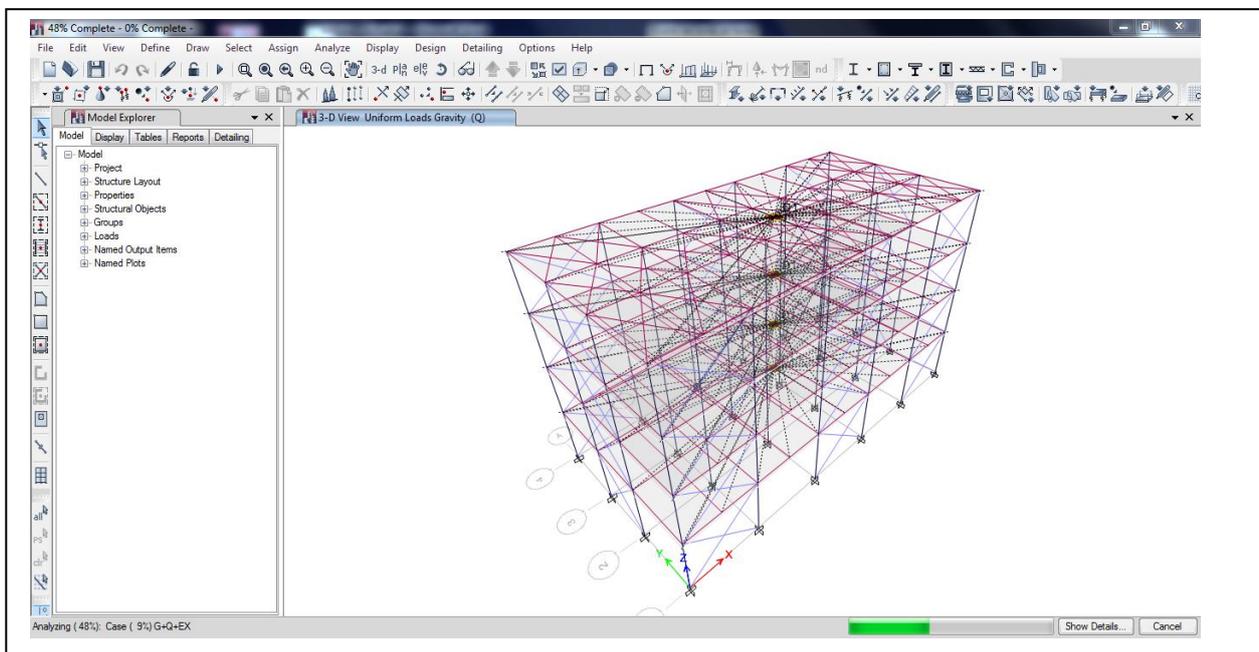


9 - Analyse d'une structure :

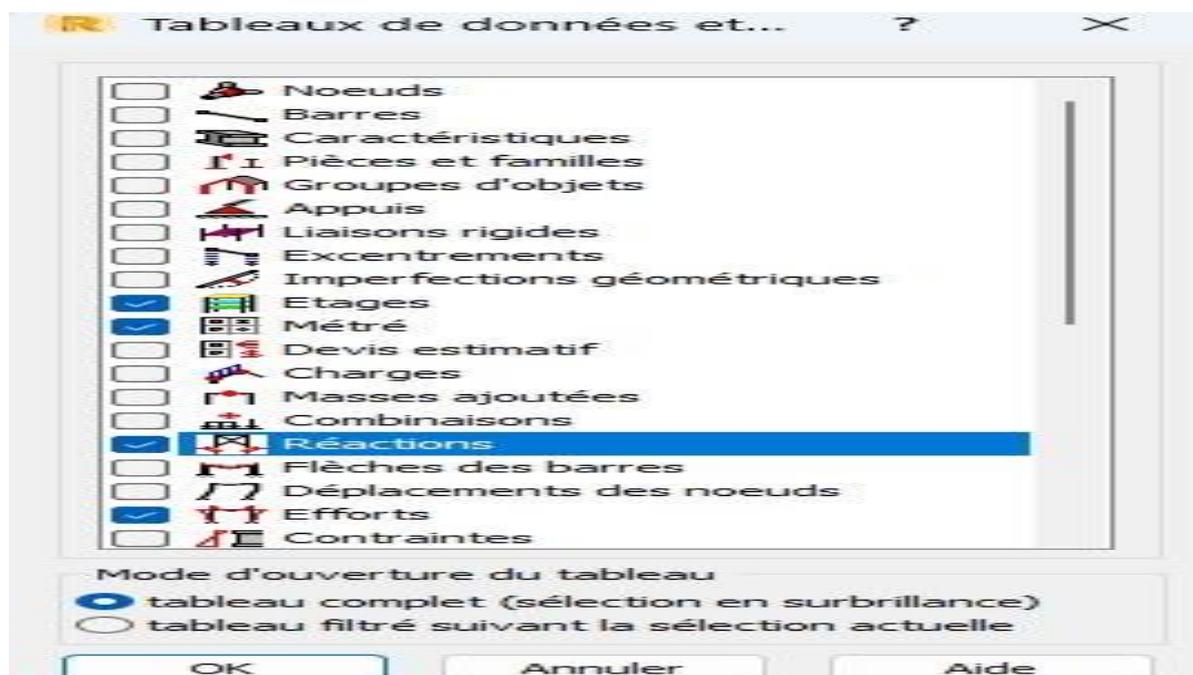
9.a- Robot 2019 :



9.b- Etabs 2019:

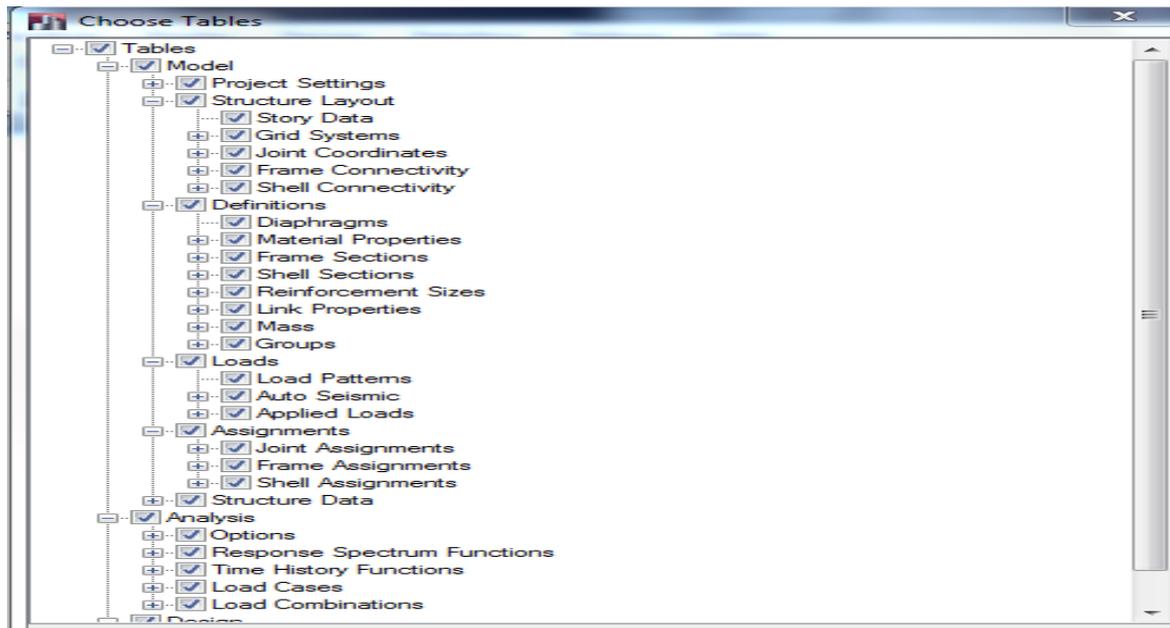


10.a- Robot 2019:



Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]
3/ 1	2,89	0,35	0,00	79,87	0,0	0,00	79,87	0,0	810708,97
3/ 2	5,53	0,18	79,68	79,87	0,0	79,68	0,00	0,0	810708,97
3/ 3	5,67	0,18	79,68	79,87	0,0	0,00	0,00	0,0	810708,97
3/ 4	11,03	0,09	79,68	96,61	0,0	0,00	16,75	0,0	810708,97
3/ 5	21,05	0,05	96,79	96,61	0,0	17,11	0,00	0,0	810708,97
3/ 6	21,90	0,05	96,79	96,61	0,0	0,00	0,00	0,0	810708,97
3/ 7	21,93	0,05	96,79	99,51	0,0	0,00	2,90	0,0	810708,97
3/ 8	30,57	0,03	96,79	99,91	0,0	0,00	0,40	0,0	810708,97
3/ 9	41,04	0,02	99,45	99,91	0,0	2,66	0,00	0,0	810708,97
3/ 10	42,69	0,02	99,45	99,91	0,0	0,00	0,00	0,0	810708,97

10.b - Etabs 2013:



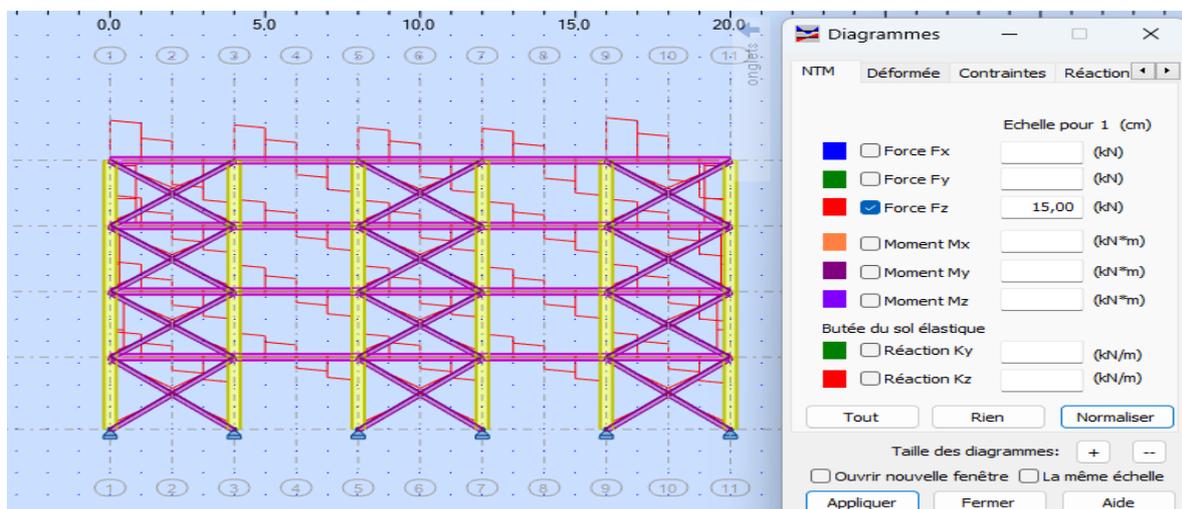
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0,314	3,187	20,0246	400,9852
Modal	2	0,179	5,599	35,1816	1237,7483
Modal	3	0,173	5,784	36,3411	1320,6737
Modal	4	0,103	9,724	61,0946	3732,5515
Modal	5	0,097	10,32	64,8443	4204,7817
Modal	6	0,097	10,322	64,8555	4206,241
Modal	7	0,097	10,322	64,8555	4206,241
Modal	8	0,097	10,322	64,8555	4206,241
Modal	9	0,097	10,322	64,8555	4206,241
Modal	10	0,097	10,346	65,0073	4225,9457
Modal	11	0,09	11,089	69,6755	4854,6781
Modal	12	0,09	11,096	69,7201	4860,8858

Story	UX kg	UY kg	UZ kg
Story4	98116,76	98116,76	0
Story3	95811,27	95811,27	0
Story2	95811,27	95811,27	0
Story1	101496,03	101496,03	0
Base	7262,29	7262,29	0

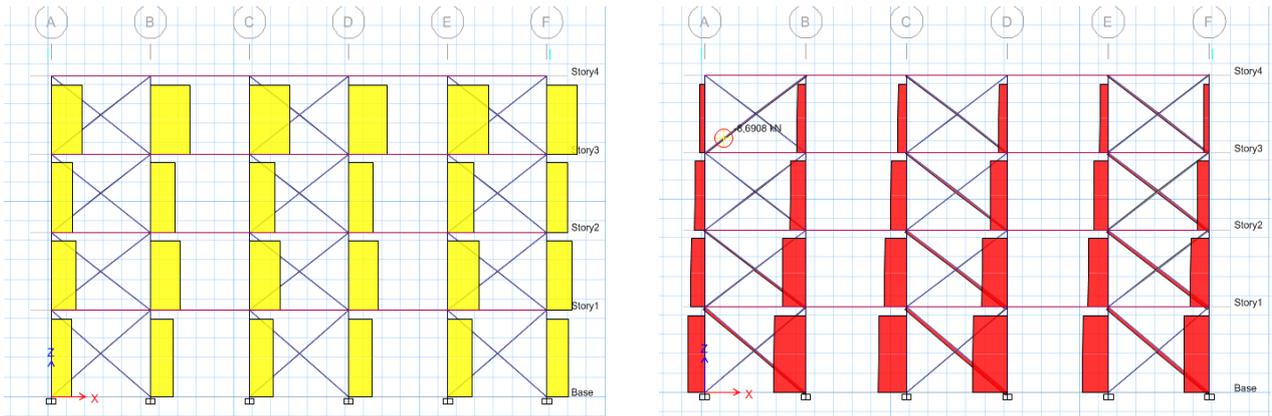
Case	Item Type	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	98,41	84,33
Modal	Acceleration	UY	99,87	97,22
Modal	Acceleration	UZ	0	0

11 - Diagrammes des forces :

11.a - Robot 2019:

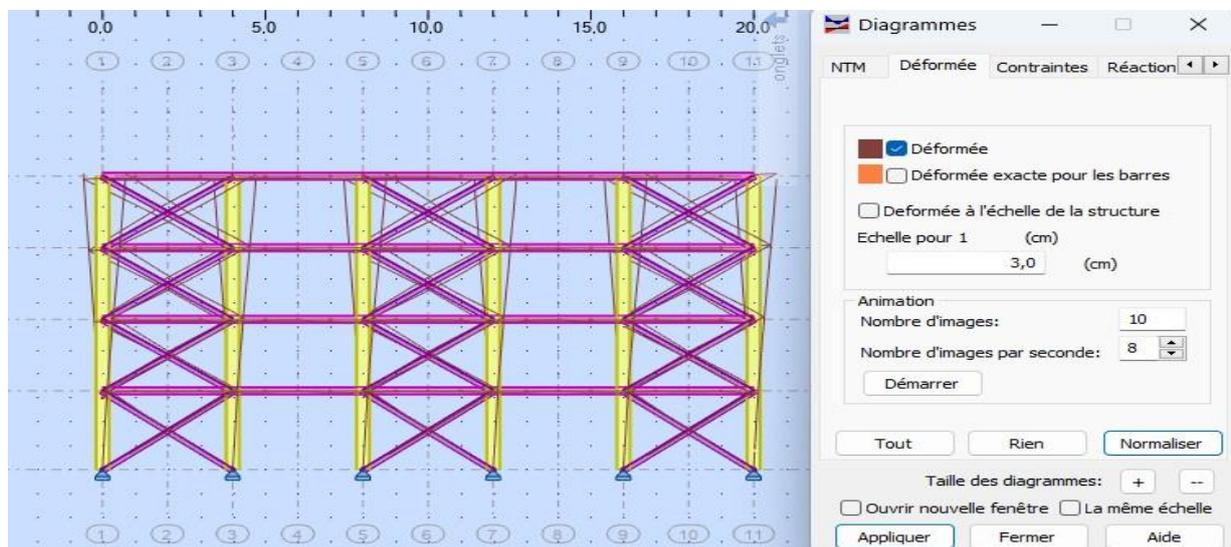


11.b - Etabs 2013:



12- Diagrammes de déformation:

12.a - Robot 2019:



12.b - Etabs 2013:

