

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

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

Faculté des Sciences et de la technologie

Département : Génie Civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : **Génie civil**

Spécialité : Structures

Par :

- **BOURAHLI Mohammed.**
- **TOUATI Zakaria.**

Thème :

Etude du comportement parasismique d'une structure métallique étagée

Soutenu devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
<i>Mr. A. ROKBANE</i>	<i>MAA</i>	<i>Président</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Mr. N. ABDEMEZIANE</i>	<i>MAA</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Mr. B. MAZOZ</i>	<i>MCB</i>	<i>Examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>Mme. A. MAZOZ</i>	<i>MCA</i>	<i>Examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>

Année Universitaire 2021/2022

Remerciements

Remerciements :

Louange à Allah, le miséricordieux, sans lui rien de tout cela n'aurait pu être, je remercie le bon Dieu qui nous a orienté au chemin de savoir et les portes de la science. Nous tenons à adresser nos plus vifs Remerciements à : Monsieur **Nabil ABDEMEZIANE**. Pour nous avoir encadré, guidé et prodigué toute l'aide nécessaire pour la réalisation de notre travail. Sans oublier Monsieur **Nafaa LAAYACHI** qui nous a bien aidés. Nos Remerciements vont aussi aux membres du jury de nous avoir fait honneur de bien vouloir participer au jury de ce mémoire et pour toute l'attention qu'ils nous ont prêté à l'évaluation de notre travail. Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants du département du génie civil de l'université de Mohamed El Bachir El IBRAHIMI-bba Et enfin, Nous tenons à remercier toute personne qui nous a aidés ou encouragés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Mohammed et Zakaria

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à : mon très chère père Zoubir, lui qui a instauré l'intérêt pour moi d'aller à la recherche de la connaissance, Ma très chère mère, qui m'a soutenu toujours par son amour sa compréhension et son encouragement, qu'elle trouve ici l'expression de ma vive reconnaissance, ma très chère petite sœur, mes grands-pères, mes grands-mères, tous les membres de la famille petits et grands à mes meilleurs amis l'ensemble des étudiants de la promotion M2 de l'année 2021/2022 tous ceux que j'aime et que m'aiment merci pour vous.

Mohammed

A mon très chère père Ramdhane, pour ses encouragements son soutien, surtout pour son amour et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, ma très chère mère, qui n'a jamais cessé de prier pour moi, mes frères, mes sœurs, toute la famille, à tous ceux que j'ai connus, et qui nous reconnaissent. A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Zakaria

Résumé

Résumé :

Notre travail est un projet de fin d'étude et qui consiste à étudier les influences du séisme sur les structures métalliques étagée à l'aide d'une logiciel **ROBOT** structural analyse. Un cas étudié d'un bâtiment en charpente métallique (trois cas un sans palée de contreventement et les deux autres avec palées), constitué d'une quatre étage (**R+4**). La largeur de 21 m de portée et de 36 m de longueur. Cette longueur est réalisée à partir de six portiques, espacés de 6m, Tout cela requiert une application avec discernement de l'**EC8** qui dépasse la lecture initiale et nécessite certaines interprétations, que vont être proposées ci-après.

Mots clés : structure métallique, séisme, influence, EC8, contreventement, ROBOT structural analyse.

ملخص :

عملنا هو مشروع نهاية الدراسة ويتكون من دراسة تأثيرات الزلزال على الهياكل المعدنية متعددة الطوابق باستخدام برنامج التحليل الإنشائي **ROBOT**. دراسة حالة لمبنى بهيكل فولاذي (ثلاث حالات، واحدة بدون دعامة والأخرى بأقواس)، وتتكون من أربعة طوابق (**R + 4**). عرض 21 م طول و 36 م طول. يتكون هذا الطول من ستة جسور ، متباعدة بمسافة 6 أمتار ، كل هذا يتطلب تطبيقاً مميزاً لـ **EC8** والذي يتجاوز القراءة الأولية ويتطلب تفسيرات معينة ، والتي سيتم اقتراحها أدناه.

الكلمات المفتاحية : الهياكل المعدنية ، الزلزال ، التأثير ، EC8 التدعيم ، التحليل الإنشائي **Robot** .

Summary :

Our work is an end-of-study project and consists of studying the influences of the earthquake on metal structures using **ROBOT** structural analysis software. A case study of a steel frame building (three cases, one without bracing and the other two with braces), consisting of a four-storey (**R+4**). The width of 21 m span and 36 m length. This length is made from six gables, spaced 6m apart. All this requires a discerning application of the **EC8** which goes beyond the initial reading and requires certain interpretations, which will be proposed below.

Keywords: steel structure, earthquake, influence, EC8, bracing, ROBOT structural analysis

Sommaire

Sommaire :

CHAPITRE I: Introduction générale

Introduction générale	2
Structuration de mémoire	2

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

II.1. Définition séisme	4
II.2. Origine des séismes	4
II.3. Le fonctionnement de séisme	4
II.4. Les ondes sismiques, les effets de site	5
II.5. Les différents mouvements des plaques tectoniques	6
II.6. Les règles parasismiques	7
II.7. Les séismes et la réponse des constructions	8
II.7.1. Pendule direct – pendule inversé	8
II.7.2. Séisme et mouvement des constructions	9
II.8. Vulnérabilité sismique et construction parasismique	10
II.8.1. Le génie parasismique	10
II.8.2. La sismicité de la région et la nature du sol	11
II.8.3. La qualité des matériaux	11
II.8.4. Les points clés d'une conception parasismique	11
II.8.5. Le respect de la réglementation parasismique et la bonne exécution des travaux	12
II.8.6. Les formes de bâtiments en plan	12
II.8.7. Les formes de bâtiments en élévation	13
II.8.8. Les fondations	13
II.9. Pistes pour réduire la vulnérabilité	14
II.9.1. Isolation sismique	14
II.9.2. Amortisseur introduit au sein même des structures	14
II.9.3. Système de masse accordée	15
II.9.4. Renforcement de structures existantes	15
II.10. Conclusion	16

Sommaire

CHAPITRE III: Les structures métalliques

III.1. Introduction	18
III.1.1. Principes généraux de dimensionnement applicable aux bâtiments en acier	18
III.1.2. Critères de conformité	18
III.1.3. Vérifications aux États Limites Ultimes	18
III.1.3.1. Généralités	18
III.1.3.2. Classe de ductilité DCL	19
III.1.3.3. Classes de ductilité DCM et DCH	19
III.1.3.4. Signification du coefficient de comportement « q »	20
III.1.3.5. Éléments primaires et éléments secondaires	21
III.1.3.6. Dimensionnement en capacité des éléments primaires	21
III.2. Avantages et inconvénients de la construction métallique	22
III.2.1. Avantages	22
III.2.2. Inconvénients	22
III.3. Essais mécaniques.....	22
III.3.1. Essai de traction	22
III.3.2. Essai de flexion par choc (essai de résilience)	22
III.3.3. Essais de dureté	23
III.3.4. Essai de pliage	23
III.4. Désignation symbolique des aciers	23
III.5. Propriétés des aciers laminés	23
III.6. Critères de choix aciers en construction métallique	24
III.6.1. Choix de la nuance	24
III.6.2. Choix de la qualité	24
III.7. Conclusion	24

CHAPITRE IV: Risque, Normes et Renforcement

IV.1. Les raisons, provoquant l'obligation de renforcer les constructions métallique	27
IV.1.1. Les étapes d'analyse des causes d'un sinistre	27
IV.1.2. Les origines de sinistres d'une structure métallique	28

Sommaire

IV.1.3. Etat d'équilibre stable et instable	29
IV.1.3.1. Les critères d'instabilités élastiques des sections	30
IV.1.3.1.a. Flambement des colonnes	30
IV.1.3.1.b. Voilement des plaques	31
IV.1.3.1.c. Déversement des poutres	32
IV.2. Normes des structures métallique	32
IV.2.1. L'EN 1998-1	32
IV.3. Renforcement et réhabilitation	33
IV.3.1. introduction	33
IV.3.2.a. Changement des conditions d'exploitation des constructions	33
IV.3.2.b. Changement des schémas constructifs et de calcul des constructions ..	33
IV.3.2.c. Redistribution des efforts dans les constructions	34
IV.3.2.d. Renforcement des éléments individuels des structures et de leur assemblage	35
IV.3.3. Schémas de renforcement des éléments de construction	35
IV.4. Renforcement des poutres et des structures de constructions métalliques	36
IV.4.1. Renforcement par l'introduction des distributeurs spéciaux	36
IV.4.2. Renforcement des toitures de constructions par l'ajout de poutres et des colonnes supplémentaires.....	36
IV.4.3. Renforcement des constructions par l'ajout d'appuis supplémentaires	37
IV.4.4. Renforcement des poutres continues par le réglage des efforts	38
IV.4.5. Renforcement de poutres transformées au niveau des points de jonction .	38
IV.5. Renforcement des poutres par l'emplacement des contrefiches, et des suspentes	39
IV.5.1. Renforcement des poutres par les systèmes de câble	39
IV.5.2. Le renforcement des poutres par l'introduction des systèmes arqués	39
IV.5.3. Renforcement des poutres par les systèmes des contres fiches et des retards	40
IV.6. Renforcement des poutres dans les planchers mixtes	40
IV.7. Renforcement des poutres par une augmentation de leur section	40
IV.8. Renforcement des âmes de poutres	41
IV.9. Renforcement des fermes	43

Sommaire

IV.9.1. Renforcement par un changement des concepts de construction	43
IV.10. Renforcements nodaux des fermes	44
IV.11. Le renforcement des colonnes	46
IV.11.1. Le renforcement par la diminution de la longueur de flambement	46
IV.11.2. Le renforcement par l'introduction des contreventements et des tirants ..	46
IV.11.3. Le renforcement par les tubes télescopiques	47
IV.12. Le renforcement des éléments par l'augmentation de leurs sections	48
IV.13. Le renforcement des constructions métalliques	48
IV.13.1. Renforcement des armatures par les charnières fermantes	48
IV.13.2. Renforcement des hangars par l'introduction des tirants	49
IV.13.3. Renforcement des hangars par le dispositif des types et des systèmes de contreforts	49
IV.13.4. Redistribution des efforts dans les structures par une augmentation de la rigidité des disques liés horizontalement	49
IV.13.5. Renforcement des rames de structure par la création des extrémités rigides du bâtiment	50

CHAPITRE V: Cas étudié «Structure métallique étagée R+4»

V.1. Présentation du projet	52
V.2. Classement des bâtiments	55
V.3. Zonage sismique du territoire	56
V.4. Accélérations du sol et spectres de calcul des composantes horizontales de l'action sismique	56
V.5: Traitement de la composante verticale de l'action sismique	56
V.6. Spectres de calcul	57
V.7. Masses et chargements	57
V.7.1. bilan des masses permanentes	57
V.7.1.a. 1 ^{ere} variante : sans contreventements	57
V.7.1.b. 2 ^{eme} variante : avec contreventements	58
V.7.1.c. 3 ^{eme} variante : avec contreventements	58
V.7.2. bilan des charges	58
V.7.3. la masse à considérer pour le calcul sismique	59
V.8. Etude d'un portique standard	60

Sommaire

V.8.1. : Modélisation – répartition des masses	61
V.8.2. L'effort tranchant et moment	62
V.8.3. Analyse modale	63
V.8.3.a. déformation	63
V.8.3.b. Résultats de l'analyse modale	64
V.8.4. contribution modale	69
V.8.5. effets du second ordre	70
V.8.6. limitation des dommages	71
V.8.7. Comparaison entre les 3 variantes	72
V.9. Conclusion	72
Conclusion générale	73

Sommaire

Liste des tableaux :

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

Tableau II.1 : Déplacement et orientation des plaques tectoniques	7
Tableau II.2 : Déformation à rupture moyenne pour différents matériaux	11

CHAPITRE III: les structures métalliques

Tableau III.1 : Comportements des structures sous actions sismiques	20
Tableau III.2 : Désignation symbolique des aciers	23
Tableau III.3 : Symboles additionnelles pour l'acier	23

CHAPITRE V: Cas étudié «Structure métallique étagée R+4»

Tableau V.1 : Définition des catégories d'importance	56
Tableau V.2 : Zones de sismicité et accélérations a_{gr}	56
Tableau V.3 : Accélérations a_g pour un sol de classe A	56
Tableau V.4 : Paramètres du spectre de réponse pour les directions horizontale de l'action sismique, en fonction de la nature du sol	56
Tableau V.5 : Paramètres du spectre de réponse pour la direction verticale de l'action sismique	56
Tableau V.6.a : Bilan des masses permanentes (1 ^{ère} V : sans contreventements)..	58
Tableau V.6.b : Bilan des masses permanentes (2 ^{ème} V: avec contreventements)...	58
Tableau V.6.c : Bilan des masses permanentes (3 ^{ème} V: avec contreventements)..	58
Tableau V.7 : Bilan des charges	58
Tableau V.8 : Coefficient de combinaison Ψ_E	59
Tableau V.9.a : Masses à prendre en compte dans le calcul des efforts de l'action sismique de 1 ^{ère} variante	59
Tableau V.9.b : Masses à prendre en compte dans le calcul des efforts de l'action sismique de 2 ^{ème} variante	59
Tableau V.9.c : Masses à prendre en compte dans le calcul des efforts de l'action sismique de 3 ^{ème} variante	60
Tableau V.10.a : L'effort tranchant et moment de 1 ^{ère} variante	62
Tableau V.10.b : L'effort tranchant et moment de 2 ^{ème} variante	62
Tableau V.10.c : L'effort tranchant et moment de 3 ^{ème} variante	63
Tableau V.11.a : Résultats : périodes, masses (sans contreventements)	64

Sommaire

Tableau V.11.b : Résultats de l'analyse modale.....	65
Tableau V.12.a : Résultats : périodes, masses (avec contreventements)	66
Tableau V.12.b : Résultats de l'analyse modale	67
Tableau V.13.a : Résultats : périodes, masses (avec contreventements).....	67
Tableau V.13.b : Résultats de l'analyse modale	68
Tableau V.14.a : Paramètre θ	70
Tableau V.14.b : Paramètre θ	71
Tableau V.14.c : Paramètre θ	71
Tableau V.15.a : Vérification de la limitation des déplacements entre étages	71
Tableau V.15.b : Vérification de la limitation des déplacements entre étages.....	72
Tableau V.15.c : Vérification de la limitation des déplacements entre étages	72
Tableau V.16 : Comparaison entre les 3 V (f, T, m, N, D)	72

Sommaire

Liste des figures :

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

Figure II.1 : Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de terre	4
Figure II.2 : Effets de sites dus à la réflexion des ondes sur les parois d'une montagne ou dans une vallée sédimentaire	5
Figure II.3 : Représentation schématique des différents types de failles	6
Figure II.4 : Réponse des constructions aux actions horizontales et verticales des tremblements de terre	8
Figure II.5 : Analogie du pendule : vibrations libres et application d'une « poussée » (vibrations forcées) en phase avec le mouvement libre du système	9
Figure II.6 : Analogies mouvement sismique	9
Figure II.7 : Exemple de constructions compatible avec un schéma à un degré de liberté	10
Figure II.8 : a) système à 2 degrés de liberté, schéma « brochette » du mode 1 (b) et du mode 2	10
Figure II.9 : Efforts retenus comme effet d'un séisme sur un immeuble de niveaux.	11
Figure II.10 : Séparation par joint d'un immeuble en blocs de différentes formes afin de permettre une vibration indépendante durant le séisme et éviter des ruptures à leur liaison.....	12
Figure II.11 : Transparence de rez-de-chaussée provoquant une discontinuité de structure et en conséquence une faiblesse vis-à-vis du séisme	13
Figure II.12 : Fondations	14
Figure II.13 : Principe de l'isolation sismique.....	14
Figure II.14 : a) contreventement amortissant au sein d'une structure en béton (ph. Staleson), b) masse « accordée » en haut de la tour Tapie 101 (Taiwan)	15
Figure II.15 : a) renforcement par contreventements métalliques extérieurs, b) renforcement par collage de tissus de fibres de carbone autour d'un poteau en béton armé	15
Figure II.16 : Effondrement d'immeubles	16
Figure II.17 : Effondrement de ponts	16
Figure II.18 : Effondrement de poteaux en béton armé du fait de manque renforcements.	16

Sommaire

CHAPITRE III: Les structures métalliques

Figure III.1 : Choix de la classe de ductilité et du coefficient de comportement	20
Figure III.2 : Éléments primaires et secondaires d'une structure triangulée	21
Figure III.3 : Diagrammes types d'allongement des aciers de construction métallique.....	22
Figure III.4 : Limite d'élasticité des nuances de base	23
Figure III.5 : Résistance à la rupture en traction des nuances de base	24

CHAPITRE IV: Risque, Normes et Renforcement

Figure IV.1 : Imperfections géométriques	28
Figure IV.2 : Contraintes normales résiduelles après laminage dans un HEA200...	29
Figure IV.3 : Imperfections des caractéristiques mécaniques	29
Figure IV.4 : Les trois états d'équilibres	30
Figure IV.5 : Le phénomène de flambement	31
Figure IV.6 : Le phénomène de voilement total de l'âme	31
Figure IV.7 : Voilement local de la membrure de l'âme supérieure	32
Figure IV.8 : Le phénomène de déversement des poutres.....	32
Figure IV.9 : Le remplacement des planchers lourds par des planchers métalliques	33
Figure IV.10 : Renforcement des nœuds	34
Figure IV.11 : Renforcement par création des nœuds rigides	34
Figure IV.12 : Répartition des efforts au moyen de l'introduction des distributeurs spéciaux	36
Figure IV.13 : Redistribution des efforts au moyen de l'introduction des poutres supplémentaires	37
Figure IV.14 : Renforcement des constructions par l'introduction appuis supplémentaires..	38
Figure IV.15 : Transformation des poutres simples en poutres continue	38
Figure IV.16 : Renforcement des poutres câble	39
Figure IV.17 : Renforcement des poutres par les systèmes.....	40
Figure IV.18 : Renforcement des poutres par une augmentation des sections.....	41
Figure IV.19 : Schémas de renforcement des amés de poutres	41

Sommaire

Figure IV.20 : Coupe transversale du renforcement d'amé par l'addition des plats boulonnent	42
Figure IV.21 : Le renforcement des éléments par une augmentation des sections .42	
Figure IV.22 : Diagrammes de renforcement des fermes	43
Figure IV.23 : Renforcement des éléments constituant les fermes	44
Figure IV.24 : Renforcement des cornières	44
Figure IV.25 : Nœuds de liaison a la ferme d'éléments supplémentaires et leurs renforcements	45
Figure IV.26 : Diagrammes de renforcement des nœuds	45
Figure IV.27.a : Renforcement des colonnes	47
Figure IV.27.b : Renforcement des colonnes.	47
Figure IV.28 : Le renforcement des profilés par l'augmentation de section	48
Figure IV.29 : 1- état avant renforcement ; 2- état après renforcement	48
Figure IV.30 : Renforcement des constructions métalliques	48

CHAPITRE V: Cas étudié «Structure métallique étagée R+4»

Figure V.1 : Perspective de 1 ^{ere} V et vue selon Y : sans contreventements	53
Figure V.2 : Perspective de 2 ^{eme} V et vue selon Y : avec contreventements	53
Figure V.3 : Perspective de 3 ^{eme} V et vue selon Y : avec contreventements	53
Figure V.4 : Vue longitudinale des trois variantes	54
Figure V.5 : Vue en plan de 1 ^{ere} V (toiture ; sans contreventements)	54
Figure V.6 : Vue en plan de 2 ^{eme} V (toiture ; avec contreventements)	54
Figure V.7 : Vue en plan de 3 ^{eme} V (toiture ; avec contreventements)	55
Figure V.8 : Spectre de calcul	57
Figure V.9 : Action du séisme sur un portique standard	60
Figure V.10.a : Réparation des masses sur le portique pour un séisme dans la direction transversale de 1 ^{ere} V	61
Figure V.10.b : Réparation des masses sur le portique pour un séisme dans la direction transversale de 2 ^{eme} V	61
Figure V.10.c : Réparation des masses sur le portique pour un séisme dans la direction transversale de 3 ^{eme} V	61
Figure V.11.a : Déformée du mode fondamental d'un portique standard de 1 ^{ere} V. 63	
Figure V.11.b : Déformée du mode fondamental d'un portique standard de 2 ^{eme} V.63	

Sommaire

Figure V.11.c : Déformée du mode fondamental d'un portique standard de 3 ^{eme} V	64
Figure V.12.a : Spectre de réponse et contribution du mode fondamental du portique standard sur Y de 1 ^{ere} variante : sans contreventement	69
Figure V.12.b : Spectre de réponse et contribution du mode fondamental du portique standard sur Y de 2 ^{eme} variante : avec contreventements	69
Figure V.12.c : Spectre de réponse et contribution du mode fondamental du portique standard sur Y de 3 ^{eme} variante : avec contreventements	69

Liste des notations

Liste des notations :

H_T : La hauteur totale ;

H_1 : La hauteur de niveau 1 (RDC) ;

H_2 : La hauteur des niveaux 2 à 4 ;

L_1 : La longueur de la structure ;

L_2 : La largeur de la structure ;

γ_1 : Coefficient d'importance ;

G : accélération de la pesanteur ;

d : déplacement inélastique de la masse i sous l'action du séisme ;

F_i : force horizontale produite par la masse m_i sous l'action du séisme ;

h_i : hauteur de la masse m_i par rapport au niveau du sol ;

G : poids propre du portique ;

A_{Ed} : action du séisme ;

β : coefficient de comportement sur les actions sismiques verticales ;

d_i : déplacement moyen de calcul du niveau ;

a_{gr} : Accélération maximale de référence d'un sol de classe A ;

S , T_B , T_C et T_D : sont les paramètres définissant le spectre ;

θ : coefficient de sensibilité au déplacement latéral relatif entre étages ;

P_{tot} : charge gravitaire totale ;

V_{tot} : effort tranchant sismique total au niveau considéré ;

d_r : déplacement relatif de calcul entre étages ;

d_{ei} : déplacement du niveau obtenu par l'analyse élastique de la structure ;

u : coefficient de réduction

Références bibliographiques

Références bibliographiques :

Livre :

- 1-Renforcement du bâti existant vis-à-vis de l'action sismique d'après l'**EC8** ;
- 2-Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, norme française
D'après **NF EN 1998-1 : 2005**
- 3-LE RISQUE SISMIQUE. Les séismes et leurs effets – La construction parasismique Par **Jacky Mazars** – Professeur Emérite Institut Polytechnique de Grenoble
- 4-Séismes et constructions pour non spécialistes ;
- 5-Génie parasismique ;
- 6-Effets du séisme sur les structures métalliques d'après l'**EC8** ;

Mémoire :

Etude des effets du séisme sur les structures métalliques : par Mr Riadh BELGHAZI et Mr Antar LOUCIF université BBA-2021 ;

Logiciel :

Microsoft Word ;
Robot.

CHAPITRE I: Introduction générale :

Introduction générale :

Ces dernières années, elle est devenue l'un des types dominant de la construction parasismique de bâtiments. Dans cette introduction générale, nous avons essayé de relever quelques aspects importants pour les structures métalliques en ossature, concernant leur construction parasismique et leur comportement sous des excitations sismiques. La conception parasismique de structures repose généralement sur la prévision d'une ductilité adéquate de la structure et une répartition sécurisée pour la charge de gravité dans une forme structurelle éprouvée et stable. La construction conventionnelle fournit une ductilité grâce à la dissipation d'énergie par hystérésis résultant de la déformation inélastique au sein des éléments et des assemblages de la structure.

Dans le cadre de notre thèse, une modélisation a été développée pour évaluer le comportement sismique des ossatures en acier. Un cas étudié d'un bâtiment en charpente métallique ; le bâtiment traité dans cette partie est un immeuble de quatre étages (R+4) destiné à un institut de formation. Dans le but d'étudier et d'évaluer le comportement sismique des structures métalliques en ossature, un programme en Robot a été développé et il peut être utilisé pour caractériser le comportement dynamique de ce type de structure sous sollicitation sismique d'après l'Eurocode 8 (EC8). Dans l'EC8, l'aléa sismique vibratoire est défini de façon probabiliste par un niveau d'accélération du sol associé à une période de retour. Nous présenterons trois cas : un sans palée de contreventement et les deux autres avec palées, pour évaluer l'influence sismique sur la structure.

Structuration de mémoire :

Le travail de thèse est développé en cinq chapitres :

Chapitre I : Nous allons commencer par une introduction générale, il a pour objectif de détailler la problématique et définir les principaux buts visés par la présente étude afin de permettre au lecteur de s'imprégner rapidement du sujet et suivre sans aucune difficulté ;

Chapitre II : Nous allons présenter une synthèse bibliographique sur le séisme ;

Chapitre III : Du mémoire est consacré à l'étude des structures métalliques ;

Chapitre IV : Présente la théorie permettant de développer les risques, renforcement et effets de séisme sur les structures métalliques ;

Chapitre V : Une étude sur l'effet de séisme sur un bâtiment en CM sera effectuée. Le présent document termine avec les conclusions générales, les différentes perspectives possibles et des références bibliographiques utilisées.

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes :

Généralités sur les séismes :

II.1. Définition de séisme :

Un séisme ou tremblement de terre est la libération brusque d'énergie dans la croûte terrestre, lorsque le seuil de rupture mécanique des roches en profondeur est atteint. C'est la conséquence d'une accumulation d'énergie le long de failles, zones de faiblesse de la croûte où se libère cette énergie. Ce phénomène d'accumulation est cyclique et résulte directement du mouvement des plaques à la surface de l'asthénosphère, considérée comme ductile. Le séisme génère à la surface du sol des vibrations pouvant atteindre des amplitudes centimétriques à décimétriques et des accélérations de quelques centièmes à plusieurs dixièmes de l'accélération de la pesanteur g , sur des durées qui varient de quelques secondes à plusieurs minutes. Le choc principal représente la secousse sismique dont la magnitude est la plus élevée sur une série d'enregistrement et les répliques sont de faibles secousses qui suivent généralement un choc principal. Elles peuvent durer quelques jours à quelques mois. [Rapport risque sismique, 2008]

II.2. Origine des séismes :

Un séisme correspond au glissement très brutal de deux parts de l'écorce terrestre appelés compartiments tectoniques, soit au sein de la couverture sédimentaire, soit dans la lithosphère elle-même (les 100 premiers kilomètres de la Terre). Ces compartiments, situés à plus ou moins grande profondeur, se trouvent séparés par une faille. Lorsque le jeu de la faille se produit, des ondes sismiques sont émises : elles se propagent jusqu'à la surface de la Terre où elles peuvent alors être détectées par des capteurs appelés sismomètres et enregistrées par des appareils appelés sismographes.

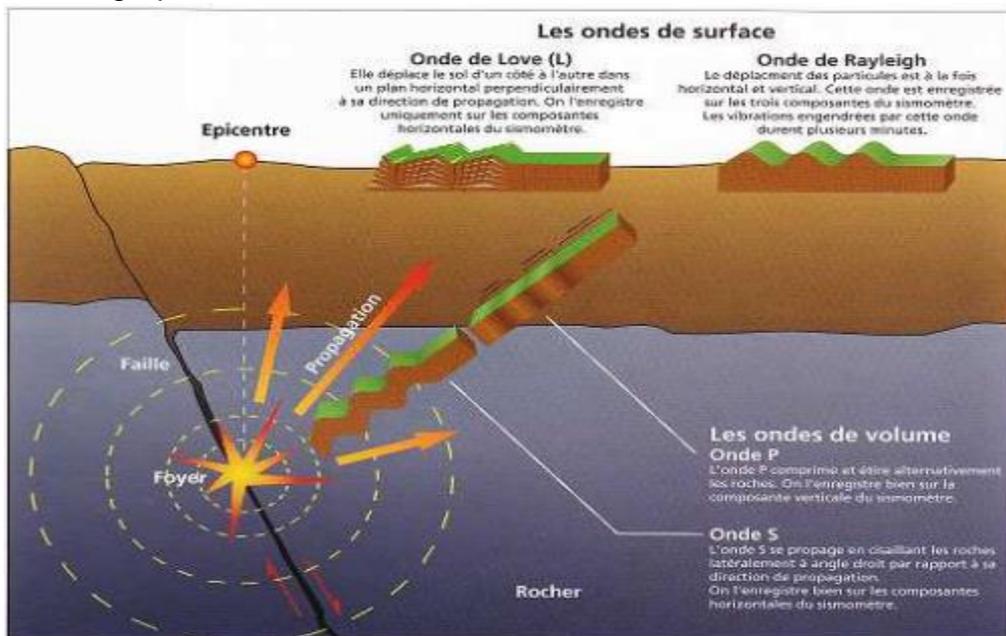


Figure II.1 : Mécanisme de rupture entraînant la propagation d'ondes génératrices de tremblement de terre [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

II.3. Le fonctionnement de séisme :

L'explication la plus récente est fournie par la théorie de la tectonique des plaques. Chaque plaque est épaisse d'environ 80 km et se déplace horizontalement par

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

rapport aux plaques voisines certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres couissent, sur une couche de roches plus ductiles située au niveau du manteau.

II.4. Les ondes sismiques, les effets de site :

Comme un caillou choquant la surface d'un lac, le choc sismique entraîne la propagation d'ondes dans le sol. Ces ondes se propagent à une certaine vitesse. Il en existe de deux types. L'onde P (onde de compression) comprime et dilate le milieu lors de son passage. (Une onde sonore est un type particulier d'onde de compression qui se propage dans l'air en comprimant et dilatant les tranches d'air qui se trouvent sur son passage.) L'onde S (onde de cisaillement) cisaille le milieu lors de son passage. Elle est plus lente que l'onde P (le rapport des deux vitesses est voisin de 1,7). L'ordre de grandeur des vitesses des ondes sismiques dans la Terre est de l'ordre de quelques kilomètres par seconde (pour l'onde P : 6 km/s dans la croûte, avec un maximum de 14 km/s dans le manteau inférieur). Les ondes P et S se propagent à l'intérieur de la Terre (on les appelle « ondes de volume »). Il existe aussi des ondes dites « de surface » qui se propagent à la surface du globe, mais plus lentement que les ondes P et S, à des vitesses de l'ordre de 4 km/s. Ces ondes peuvent faire plusieurs fois le tour de la Terre. (On peut facilement calculer combien de temps elles mettent pour faire un tour...) Lors de très gros séismes, on a ainsi pu identifier sur des sismogrammes de telles ondes qui avaient fait jusqu'à près de dix fois le tour de la Terre! (au bout de combien de temps arrivent-elles ?)

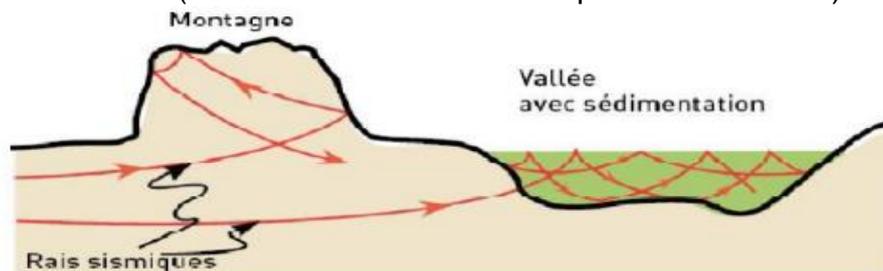


Figure II.2 : Effets de sites dus à la réflexion des ondes sur les parois d'une montagne ou dans une vallée sédimentaire [Réf : document LGIT].

On appelle effets de site les effets d'amplification des ondes sismiques qui se produisent principalement dans deux cas : au sommet des collines et des montagnes, et lorsqu'une vallée a été l'objet d'une importante sédimentation peu consolidée (par exemple vallée remplie par des alluvions récentes, des marais ou des tourbières). Dans les deux cas, les ondes sismiques se trouvent piégées dans la structure (dans la montagne, elles se réfléchissent d'un flanc à un autre ; dans la vallée, une fois qu'elles ont pénétré dans la zone d'alluvions meubles, elles ne peuvent s'en échapper et se réfléchissent sur les flancs et sur le fond de la vallée). Les études théoriques montrent que l'amplitude des ondes peut être amplifiée d'un facteur 10 ou 20 par de tels effets (**Figure II.2**). Contrairement à ce que l'on pourrait donc croire, il vaut mieux, dans une zone sismique, construire sur le rocher qu'en plein milieu d'une plaine alluviale si l'on veut éviter les effets de site. Mais il ne faut bien sûr pas monter trop haut sur le flanc de la vallée, car on se rapprocherait alors de l'autre cas de figure (sommet de montagne) qui donne lui aussi des amplifications du mouvement du sol. Sur le flanc de la vallée, si l'on minimise les effets de site, on s'expose aussi davantage à des éboulements ou des glissements de terrain... Rien n'est parfait dans la nature.

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

II.5. Les différents mouvements des plaques tectoniques [Rapport risque sismique, 2008] :

- **La divergence** : se dit d'un mouvement éloignant deux plaques l'une de l'autre, laissant le manteau remonter entre elles. Ce principe est à la base de la création de la croûte océanique. Les zones de divergence de plaques sont marquées sur le fond des océans par les dorsales océaniques, qui sont les plus importants systèmes volcaniques de la Terre. Elles correspondent à des remontées de magma qui, lorsqu'il arrive en surface, durcit et forme alors la croûte océanique. La croûte nouvellement formée s'éloigne de part et d'autre de la dorsale ; c'est **la divergence**.

- **La convergence** : se dit d'un mouvement rapprochant deux plaques l'une de l'autre, compensant ainsi l'expansion océanique en d'autres zones du globe. C'est la cause principale de la formation des chaînes de montagnes, du volcanisme et des séismes. Lorsque deux plaques convergent, la quantité de matière qui disparaît sous le manteau est égale à celle formée au niveau des dorsales. Il existe trois types de **convergences**.

- 1) **La subduction**, se produit lorsqu'une plaque plus dense plonge sous une autre ayant une densité moindre. Ce phénomène se traduit généralement en surface par la formation d'une chaîne de montagne volcanique, telle que la cordillère des Andes.
- 2) **L'abduction**, se produit là où une lithosphère océanique est transportée sur un continent. On ne connaît pas d'abduction actuellement active à la surface du globe terrestre.
- 3) **La collision**, se produit là où deux plaques se confrontent. Contrairement aux deux cas précédents, cette convergence ne donne pas lieu à une subduction, mais à une collision. La plaque la plus faible se plisse ; apparaissent alors des chaînes de montagnes et de grands systèmes de failles. La collision de la plaque indienne avec la plaque eurasiatique a entraîné la formation de l'Himalaya.

A ces trois types d'interaction, sont associées les trois grandes familles de failles :(Figure II.2)

- La faille normale est divergente (extensive) ;
- La faille inverse est convergente (compressive) ;
- La faille décrochant est extensive (les axes d'extension et de compression sont dans le plan horizontal).

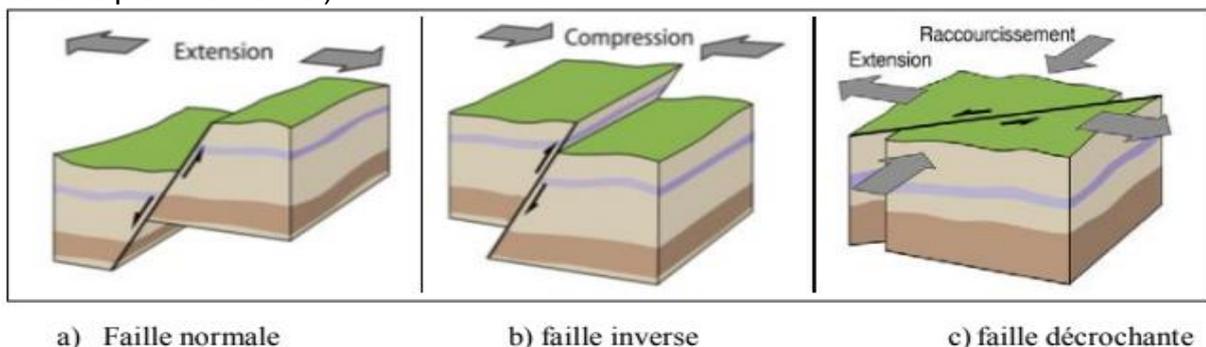


Figure II.3 : Représentation schématique des différents types de failles [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

Le déplacement des plaques tectoniques par année est résumé dans le (Tableau II.1) :

plaques	Distance et orientation de déplacement
PACIFIQUE	10 cm/an vers le Nord-Ouest
EURASIE	1 cm/an vers l'Est
AFRIQUE	2 cm/an vers le Nord
ANTRACTIQUE	Tourne sur elle-même
INDE-AUSTRALIE	7 cm/an vers le Nord
AMERIQUE DU NORD	1 cm/an vers l'Ouest
AMERIQUE DU SUD	1 cm/an vers le Nord
NAZCA	7 cm/an vers l'Est
PHILIPPINE	8 cm/an vers l'Ouest
COCO	5 cm/an vers le Nord-Est
CARAIBE	1 cm/an vers le Nord-Est

Tableau II.1 : Déplacement et orientation des plaques tectoniques.

II.6. Les règles parasismiques :

Répartis en deux classes, respectivement dites « à **risque normal** » et « à **risque spécial** » définis et renvoyant à une réglementation parasismique spécifique en fonction de l'une ou l'autre de ces deux classes.

1/ Ouvrage à risque normal : Il s'agit des ouvrages pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat. Ils sont classés en 4 catégories d'importance, chacune faisant l'objet d'une réglementation dont la sévérité augmente avec la catégorie. Par exemple un collège (catégorie III) doit pouvoir résister à un niveau sismique 1,2 fois supérieur à celui exigé pour une habitation individuelle.

- **Catégorie I** : ouvrages dont la défaillance présente un risque minime pour les personnes ou l'activité économique. Activité de longue durée exclue (exemple : hangar à foin).

- **Catégorie II** : ouvrages dont la défaillance présente un risque moyen pour les personnes.

- habitations individuelles, habitations collectives, bureaux, dont la hauteur n'excède pas 28m ;

- établissements recevant du public de 4ème et 5ème catégories à l'exception des établissements scolaires ;

- parcs publics de stationnement ;

- autres bâtiments accueillant au plus 300 personnes.

- **Catégorie III** : ouvrages à risque élevé pour les personnes ou les activités.

- bâtiments d'habitation collectifs, bureaux, de hauteur supérieure à 28m ;

- établissements recevant du public de 1ère à 3ème catégories ;

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

- autres bâtiments accueillant plus de 300 personnes ;
 - établissements sanitaires et sociaux sauf exception ;
 - bâtiments de production collective d'énergie ;
 - établissements scolaires.
- **Catégorie IV** : ouvrages dont le fonctionnement est primordial pour la sécurité civile, pour la défense ou l'ordre public.
- bâtiments abritant les moyens de secours ;
 - bâtiments définis par le ministère de la Défense ;
 - bâtiments assurant les communications ;
 - établissements recevant du public de santé spécialisés en affectations graves ;
 - production et stockage d'eau potable ;
 - distribution publique de l'énergie ;
 - centres de météorologie.

2/ Ouvrage à risque spécial : Il s'agit des ouvrages pour lesquels les effets sur les personnes, les biens et l'environnement, de dommages même mineurs résultant d'un séisme, peuvent ne pas être circonscrits au voisinage immédiat de ces ouvrages. Les barrages et les installations nucléaires font l'objet de recommandations de sûreté particulières.

II.7. Les séismes et la réponse des constructions :

Pour bien comprendre les effets d'un tremblement de terre sur les constructions nous allons analyser, à partir d'exemples simples, la façon dont réagissent les structures aux oscillations sismiques et les situations à risque qui leur sont liées.

La **figure II.4** indique schématiquement comment réagit une construction (composée ici de 2 planchers) aux oscillations verticales (ondes de Rayleigh schématisées **figure II.1**), aux oscillations horizontales (ondes de Love schématisées **figure II.1**) qui sont les plus destructrices. Dans ce contexte nous allons dans la suite limiter notre analyse aux effets des oscillations horizontales en simplifiant la construction à un seul plancher.

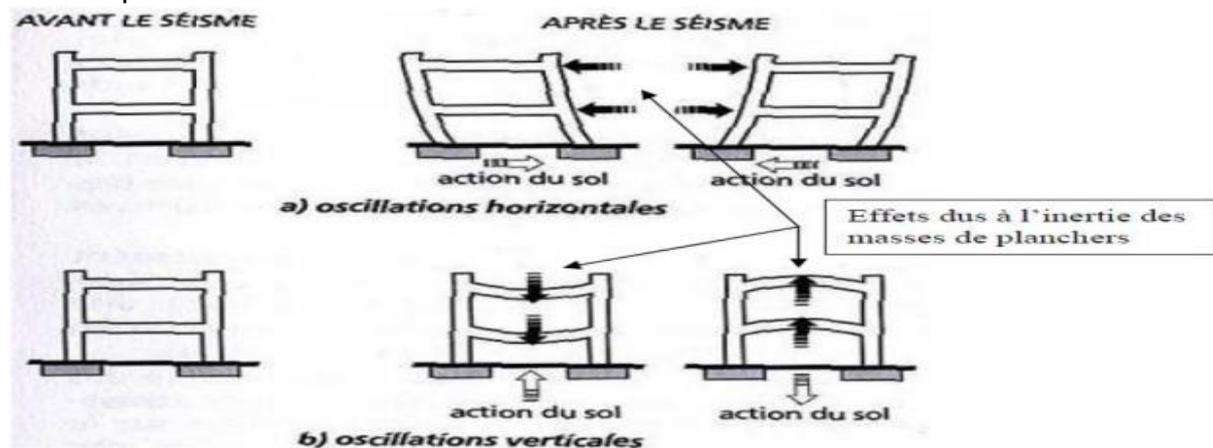


Figure II.4: Réponse des constructions aux actions horizontales et verticales des tremblements de terre [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

II.7.1. Pendule direct – pendule inversé :

Considérons une balançoire fixée à une branche dont le schéma est celui d'un pendule « direct » (**figure II.5.a**). Si l'utilisateur de la balançoire s'écarte de la position d'équilibre, le poids qui agit verticalement crée une composante de rappel (force F_r)

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

qui génère un mouvement d'oscillation (le balancement). Celui-ci peut être tracé dans un repère déplacement - temps et la courbe obtenue (sinusoïde) fait apparaître la période propre du système (T_p : temps qui s'écoule pour retrouver la position de départ). T_p est une caractéristique du système : elle ne dépend que de la masse de la balançoire et de la longueur de la corde.

Considérons un pendule inversé (**figure II.5.b**), constitué d'une boule de masse M sur une tige souple fixée au sol.

Si on écarte la boule de sa position d'équilibre, la tige est fléchie et cette flexion génère une force de rappel (F_r) qui est proportionnelle à la rigidité de la tige et à la distance d'écart par rapport à la verticale. En libérant la boule une fois écartée on génère un mouvement d'oscillation autour de la position verticale (on parle de vibration libre). Comme précédemment le tracé de ce mouvement dans un repère déplacement - temps conduit à faire apparaître la période propre du système. Celle-ci est comme pour la balançoire une caractéristique du système boule – tige, elle est fonction de la masse M de la boule et de rigidité K de la tige, elle-même fonction de la souplesse du matériau utilisé, de la hauteur et de la section de la tige (aire et forme). On montre que $T_p = 2\pi\sqrt{M/K}$.

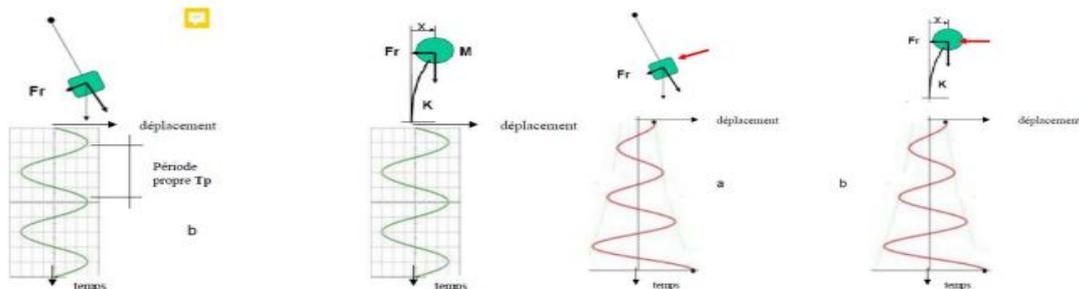


Figure II.5 : Analogie du pendule : vibrations libres et application d'une « poussée » (vibrations forcées) en phase avec le mouvement libre du système [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

II.7.2. Séisme et mouvement des constructions :

Les tremblements de terre sont un mouvement du sol. On montre que ce mouvement appliqué au pendule inversé considéré plus haut revient à un problème de même nature que celui qui consiste à appliquer une poussée périodique à la masse du pendule (**figure II.6.a-II.6.b**). Par ailleurs sur le plan mécanique un pendule inversé peut être schématiquement équivalent à une construction telle que :

- un château d'eau (**figure II.6.a**), qui est un réservoir rempli d'eau (la boule) sur une structure tubulaire (la tige)
- un immeuble à un étage (**figure II.6.b**) de masse M reposant sur des murs ou des poteaux de rigidité $K/2$ (**figure II.6.c**).

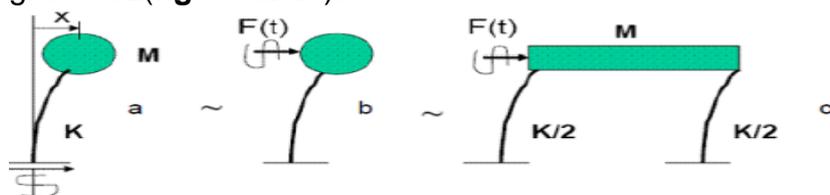


Figure II.6 : Analogies mouvement sismique – application d'une poussée (**a-b**) et pendule inversé comme schéma d'une construction (**b-c**) [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].



Figure II.7 : Exemple de constructions compatible avec un schéma à un degré de liberté : à gauche château d'eau en béton, à droite construction en portique bois
[Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

Sur ces bases on peut considérer que le schéma d'un immeuble à 2 étages même tige, à 3 étages de 3 boules sur une même tige...etc. Du fait de sa ressemblance avec les ingrédients utilisés sur un BBQ, ce schéma est appelé Nous avons vu plus haut que le pendule inversé propre T_p , ce système est dit à 1 degré de liberté. On montre qu'un schéma brochette tige conduit à 2 périodes propres T_{p1} et T_{p2} degrés de liberté. De la même manière sera dit à n degrés de liberté ou multimodal période propre des immeubles qui est activée durant le séisme masse égale à celle de l'immeuble, est située rigidité équivalente à celle des éléments de la structure verticale est un schéma qui reste utilisable pour déterminer cette période propre.

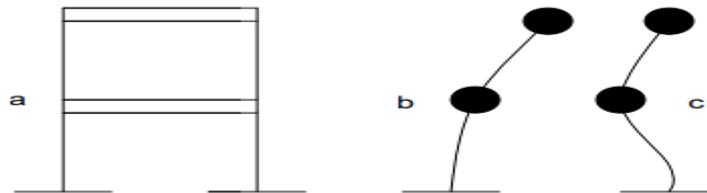


Figure II.8 : a) Système à 2 degrés de liberté, schéma « brochette » du mode 1 (b) et du mode 2 (c)
[Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

II.8. Vulnérabilité sismique et construction parasismique :

II.8.1. Le génie parasismique :

Il apparaît important de souligner que, dans le cas d'ouvrages courants, construire parasismique revient le plus souvent à respecter quelques règles simples et à se poser des questions de bon sens. Plusieurs aspects interviennent dans la réalisation d'un projet de construction parasismique :

- la sismicité de la région et la nature du sol ;
- la qualité des matériaux ;
- la conception générale ;
- les éléments composant le bâtiment ;
- l'exécution des travaux. Le problème est de savoir comment un bâtiment peut répondre aux sollicitations définies, de façon à (au choix) :
 - éviter l'effondrement total ;
 - limiter l'endommagement ;
 - limiter les déformations pour assurer la continuité d'un service.

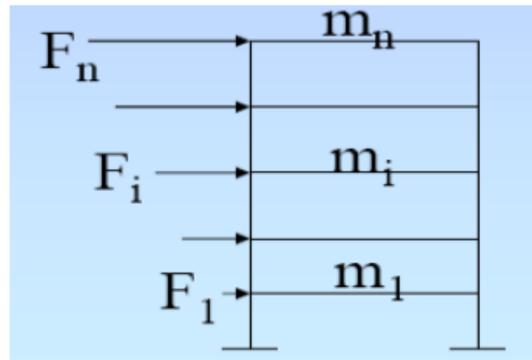


Figure II.9 : Efforts retenus comme effets D'un séisme sur un immeuble de n niveaux
[Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

II.8.2. La sismicité de la région et la nature du sol :

L'implantation d'un ouvrage nécessite de prendre en compte la sismicité de la région mais surtout de procéder à une étude de sol sérieuse permettant de dresser avec une bonne précision la coupe géologique et les caractéristiques des différentes couches. La qualité du sol joue un rôle important et c'est pourquoi, entre autres, le roc dur en place est à choisir plutôt qu'un remblai artificiel ou un terrain meuble, trop souvent gorgé d'eau, et dès lors susceptible de se liquéfier sous l'effet des vibrations, et de devenir en quelques instants incapables de soutenir un bâti quelconque (dans ce cas, il aurait fallu construire sur pieux ou puits par exemple).

II.8.3. La qualité des matériaux :

La nature des matériaux utilisés et leur qualité sont de première importance. Ils doivent répondre le mieux possible aux sollicitations mécaniques anormales que les tremblements de terre imposent. Il n'existe pas a priori un matériau plus « parasismique » qu'un autre; toutefois, il est évident que le béton armé ou la charpente métallique présentera une plus grande résistance que la maçonnerie ou le bois aggloméré. Il convient donc d'apporter un soin particulier au choix des matériaux.

Matériau	Acier pour la construction métallique	Acier pour le béton armé	Béton sous compression	Maçonnerie ou béton armé en traction	Néoprene
Déformation moyenne à rupture en mm par mètre de longueur	200	70	3	0.2	> 1000

Tableau II.2 : Déformation à rupture moyenne pour différents matériaux
[Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

II.8.4. Les points clés d'une conception parasismique :

Il faut garder en mémoire que la construction doit pouvoir se déformer sans rupture significative et absorber l'énergie transmise au bâtiment par la secousse sismique. On introduit ainsi la notion de ductilité, qui est la propriété d'une construction de se déformer notablement avant la rupture.

A la ductilité s'oppose la fragilité, qui correspond à une rupture brutale avec peu de déformation (comme celle du verre). De façon imagée, pour la construction parasismique, il existe deux types de solutions :

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

- le chêne : une rigidité du bâti qui lui permette, grâce à sa cohésion et sa solidité mêmes, de ne pas se désintégrer ;
- le roseau : une élasticité suffisante, il plie mais ne rompt pas.

C'est pourquoi la tâche du concepteur est, dans le contexte d'une construction à usage donné, de trouver un compromis pour obtenir la combinaison optimale entre la résistance et la déformabilité, ce qui n'est pas chose facile, le comportement de l'ensemble du bâtiment dépendant du comportement de chacun des éléments et de la façon dont ils sont assemblés.

II.8.5. Le respect de la réglementation parasismique et la bonne exécution des travaux:

Il n'est pas question d'exposer ici toutes les règles relatives à la conception et à la réalisation des bâtiments :

Les principes énoncés ne sont pas exhaustifs. Le génie parasismique est une véritable science en évolution et les indications données seront sans doute complétées à l'aide des enseignements tirés de l'observation in situ des séismes à venir. Les règles exposées sont simples, mais les derniers séismes ont montré que ces règles n'étaient pas toujours respectées.

Il est bon que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet, au même titre que l'étanchéité ou l'isolation. Cette approche doit devenir un réflexe, et la réglementation un aiguillon.

II.8.6. Les formes de bâtiments en plan :

Les bâtiments n'ayant pas des formes simples doivent donner lieu à une réflexion plus approfondie, des calculs particuliers et des dispositions spécifiques. Il apparaît, lors de l'examen du comportement des structures ayant été soumises aux tremblements de terre, que les formes les plus simples sont les plus fiables. Dans ce sens, il convient de favoriser les symétries et d'éviter les angles rentrants. Lorsque les bâtiments ont des configurations irrégulières (formes en T, L, U, H, X, Y), il se développe des efforts particuliers de torsion qui peuvent même être à l'origine de leur endommagement. Si l'immeuble est constitué de blocs (différents par leur hauteur par exemple cf. **figure II.10**) il convient de les séparer par des joints pour permettre à chacun de vibrer indépendamment.

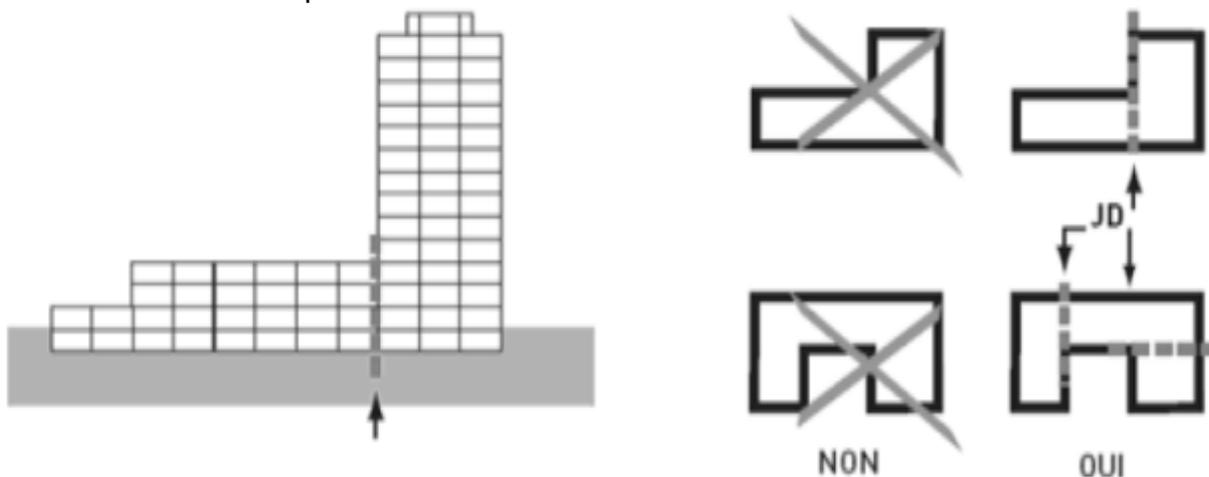


Figure II.10 : Séparation par joint d'un immeuble en blocs de différentes formes afin de permettre une vibration indépendante durant le séisme et éviter des ruptures à leur liaison. [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

II.8.7. Les formes de bâtiments en élévation :

Comme pour les dispositions en plan, la conception des bâtiments en élévation doit prendre en considération simultanément les formes, les rigidités et les masses. Il est recommandé d'avoir des formes simples et d'éviter d'élever inutilement le centre de gravité des constructions. Bien que tolérées dans certains cas, les irrégularités (étages en retrait) sont à éviter et surtout les transparences : structure réduite dans un étage pour dégager des espaces (c'est souvent pratiqué pour l'installation de commerce au rez-de-chaussée d'immeubles de ville – cf. **figure II.11**)

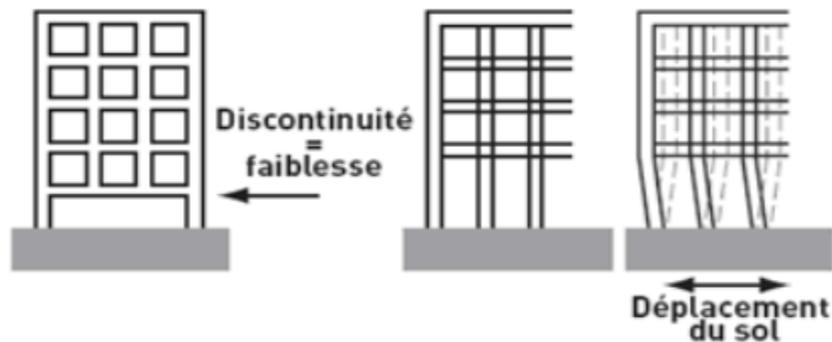


Figure II.11 : Transparence de rez-de-chaussée provoquant une discontinuité de structure et en conséquence une faiblesse vis-à-vis du séisme [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

Cas des bâtiments de grande hauteur :

C'est peut-être un paradoxe, mais des immeubles élancés de plus de vingt étages sont généralement moins vulnérables que de modestes maisons : en effet, ces bâtiments sont calculés pour résister au vent (l'action du vent peut être plus défavorable que celle du séisme) et, en raison de leur importance, ils font l'objet de plus d'études, de surveillance, depuis la conception jusqu'à la réalisation.

Cas des maisons individuelles :

Bien qu'il s'agisse en général de constructions peu élevées, avec un caractère massif et très rigide, on n'a souvent constaté que ce type de maison subit d'importants dommages. Cependant, construire de façon parasismique des maisons individuelles ne demande rien de plus que l'application de quelques principes simples: l'utilisation de matériaux de bonne qualité et, d'une manière plus générale, le respect des règles de bonne construction qui touchent principalement :

- le système de fondation qui doit être adapté aux types de sol et de construction,
- la structure en élévation dont on doit assurer la bonne tenue notamment en positionnant des renforcements autour des ouvertures (portes et fenêtres) et à la liaison avec les planchers et la toiture (chainages).

II.8.8. Les fondations :

Il existe deux grandes catégories de fondations, en fonction de la qualité du sol :

- les fondations superficielles : le bon sol se trouve pratiquement en surface. Il convient de lier ces fondations entre elles dans les deux directions par un système de poutres-semelles (**figure II.12.a**). Ce dispositif permet de limiter les déplacements relatifs. Les fondations isolées sont à proscrire.
- les fondations profondes (rares pour les maisons individuelles) : en règle générale, les constructions sur sol mou se trouvent placées en situation plus défavorable que les constructions sur sol ferme. Lorsqu'on a un mauvais sol ou que les ouvrages sont

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

trop lourds, il faut réaliser des fondations profondes (**figure II.12.b**), qui doivent être reliées à leur partie supérieure par un réseau de longrines.

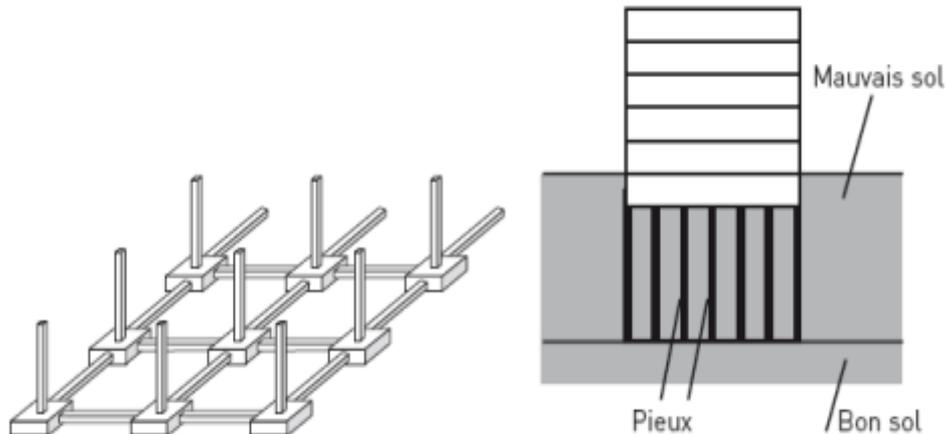


Figure II.12 : Fondations, à gauche (a) : fondations superficielles, à droite (b) : fondations profondes.

II.9. Pistes pour réduire la vulnérabilité :

II.9.1. Isolation sismique :

Il s'agit d'introduire un système en interface entre la construction et le sol susceptible de filtrer les oscillations sismiques d'où le terme d'isolation sismique. Ces systèmes sont à base d'appuis en néoprène (isolateurs **figure II.13**) utilisé pour ses propriétés d'importante déformabilité (**tableau II.2**) et de vérins amortisseurs freinant par leur viscosité les mouvements intempestifs (même principe que les amortisseurs de voiture).

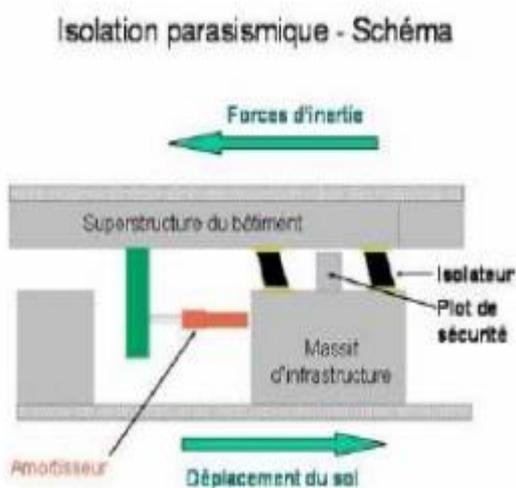


Figure II.13 : Principe de l'isolation sismique, filtrer et amortir le mouvement sismique : à gauche schéma, à droite sa mise en œuvre dans un collège en Martinique [Réf : document **LE RISQUE**

SISMIQUE (photo CRM)].

II.9.2. Amortisseur introduit au sein même des structures :

Le tremblement de terre introduit au sein de la structure une énergie qu'il est nécessaire de dissiper. La solution de l'isolation vue ci-dessus, filtre le mouvement et donc l'énergie qui est à dissiper. L'idée est ici d'introduire au sein même de la

CHAPITRE II: Généralités sur les séismes

structure des amortisseurs (même principe que ceux cités ci-dessus) dans le but d'en constituer une source de dissipation d'énergie du fait de la grande viscosité qu'ils développent. L'énergie dissipée par les amortisseurs n'est plus disponible pour déformer et rompre les éléments de la structure qui se trouve ainsi beaucoup moins sollicitée et donc mieux protégés.



Figure II.14 : a) Contreventement amortissant au sein d'une structure en béton (ph. Staleson), b) Masse « accordée » en haut de la tour Taipei 101 (Taiwan) [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

II.9.3. Système de masse accordée :

Ces systèmes utilisés notamment en Asie (Japon, Taiwan,...) dans les tours de grande hauteur vise à installer en haut de la structure un « pendule » conçu pour avoir un mouvement en opposition de phase avec celui de la structure, ce qui nécessite de régler la masse et le système d'accrochage (d'où le nom de masse accordée – cf. figure II.14.b). En cas de séisme le mouvement du pendule va réduire fortement les oscillations de la structure et de ce fait la protéger.

II.9.4 Renforcement de structures existantes :

Les solutions précédentes sont principalement systèmes préconisés pourra être prévue dès la conception de la structure. Pour les ouvrages existants il est bien souvent plus économique de proposer un renforcement de la structure existante par ajout de matière

- rajout d'éléments tels que « diagonales renforcer localement une structure défailante
- renforcer directement un élément existant par une extension de additionnels (lame d'acier ou tissus de fibres de carbone **Figure II.15.b** :



Figure II.15 : a) Renforcement par contreventements métalliques extérieurs, b) Renforcement par collage de tissus de fibres de carbone autour d'un poteau en béton armé [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

II.10. CONCLUSIONS : ce qu'il est nécessaire d'éviter :



Figure II.16 : Effondrement d'immeubles, à gauche, effondrement du fait d'une faiblesse de structure en rez-de-chaussée (transparence) ; à droite, effondrement d'un étage, du fait d'une liaison (passerelle) qui a constitué une butée durant le mouvement entre deux blocs d'immeubles de différentes hauteurs [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].



Figure II.17 : Effondrement de ponts ; à droite, pont construit en pendule inversé (masse sur tige) et à gauche rupture d'un pont du fait de la faiblesse de la liaison entre les 2 tabliers superposés [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].



Figure II.18 : Effondrement de poteaux en béton armé du fait de manque de renforcements ; à gauche, par compression excessive ; à droite par cisaillement de la liaison avec une poutre [Réf : document **LE RISQUE SISMIQUE**].

CHAPITRE III: LES STRUCTURES METALLIQUES :

LES STRUCTURES METALLIQUES :

III.1. INTRODUCTION :

Jusqu'à 1993, la conception et le calcul des constructions métalliques étaient régis par Différentes réglementations :

- Les règles de calcul des constructions en acier, dites règles CM 66.
- Le titre V du fascicule 61 du cahier des prescriptions communes.
- Les normes NF.
- L'additif 80 Depuis 1993, une nouvelle réglementation européenne est entrée en vigueur et impose, en remplacement de ces divers et précédents textes, un code unique : l'**Eurocode 3**.

III.1.1. Principes généraux de dimensionnement applicable aux bâtiments en acier

a- Exigences de performance :

L'exigence de base, dite de (non-effondrement), a pour objectif d'éviter de mettre en danger la sécurité des personnes. Elle signifie que la structure doit être conçue, dimensionnée et réalisée de manière à résister aux actions sismiques de calcul, sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'évènement sismique.

b- Exigence de limitation des dommages :

Une autre exigence, dite de (limitation des dommages), a pour objectif d'éviter que n'apparaissent des dommages trop importants dans la structure (en particulier dans ses éléments non structuraux) sous des actions sismiques plus faibles que celles considérées pour l'exigence de non-effondrement, mais de probabilité d'occurrence plus élevée. Cette deuxième exigence a donc un caractère plutôt économique. Le coefficient de réduction de l'action sismique à appliquer pour satisfaire cette exigence est le coefficient u ,

III.1.2. Critères de conformité :

Pour satisfaire à l'exigence de non-effondrement, la structure résistant aux actions sismiques doit être vérifiée aux États Limites Ultimes (ELU) associés à la résistance et à la stabilité de cette structure et de ses éléments primaires. Par opposition aux éléments secondaires, les éléments sismiques primaires sont définis comme ceux conçus et vérifiés pour assurer seuls la résistance et la stabilité aux actions sismiques, et en conséquence ils sont modélisés dans l'analyse de la structure Résistante pour la situation sismique de calcul Pour satisfaire à l'exigence de limitation des dommages, il faut respecter certaines limitations de déformation entre étages , en considérant une action sismique réduite par le coefficient u , dont la valeur est fixée par l'Arrêté, et en introduisant éventuellement d'autres vérifications pouvant être requises dans le cas de bâtiments essentiels pour la protection civile ou contenant des équipements sensibles.

III.1.3. Vérifications aux États Limites Ultimes :

III.1.3.1. Généralités :

Les structures en acier peuvent appartenir à trois classes de ductilité différentes, à savoir **DCL** pour une **faible ductilité**, **DCM** pour une **ductilité moyenne** et **DCH** pour une **ductilité élevée** (il en va de même pour les structures en béton, mais avec des critères de classification différents). Ces classes correspondent successivement à une capacité accrue de la structure en dissipation hystérétique.

III.1.3.2. Classe de ductilité DCL :

La classe **DCL** est attribuée aux structures n'ayant pas véritablement un fonctionnement dissipatif, ce qui leur permet d'être vérifiées selon les règles habituelles, c'est-à-dire non sismiques pour les structures et leurs éléments en acier. Pour les bâtiments courants en acier qui n'ont pas de système d'isolation sismique à leur base l'EN 1998-1 « recommande » l'adoption de la classe DCL « uniquement pour les cas de faible sismicité », c'est-à-dire pour les cas dans lesquels l'accélération de calcul du sol a_g n'est pas supérieure à 0,8 m/s² ou pour les cas dans lesquels le produit $a_g S$ n'est pas supérieur à 1 m/s² (S étant le paramètre de sol).

Cette recommandation doit être prise comme telle, faisant que l'utilisation de la classe DCL n'est pas interdite dans les zones de sismicité. Dans ce cas, par mesure de sécurité et selon une pratique admise en construction métallique, il est recommandé de majorer les sollicitations engendrées par l'action sismique par un coefficient de 1,25 lorsque le système de stabilité primaire comporte des éléments avec des sections de classe 4.

En outre, il faut noter que l'analyse d'une structure en comportement purement élastique linéaire reste également une option toujours possible pour l'évaluation et le renforcement des bâtiments existants). Les vérifications se font là aussi selon les règles habituelles, les sollicitations étant déterminées à l'aide des spectres correspondant à ce type de comportement. Ces spectres dépendent de l'amortissement critique ζ représentatif de la structure, pour lequel les valeurs suivantes peuvent être utilisées :

- structure en acier avec assemblages soudés : $\zeta = 2 \%$;
- structure en acier avec assemblages boulonnés : $\zeta = 4 \%$;
- structure mixte acier/béton avec assemblages soudés (pour la partie acier) : $\zeta = 3 \%$;
- structure mixte acier/béton avec assemblages boulonnés (pour la partie acier) : $\zeta = 4 \%$.

III.1.3.3. Classes de ductilité DCM et DCH :

Les classes DCM et DCH, qui mettent pleinement à profit le comportement dissipatif hystérétique de la structure résistant à l'action sismique, sont en fait celles pour lesquelles fournissent des règles spécifiques de vérification, en particulier au chapitre 6 pour les bâtiments en acier.

Ce chapitre établit une distinction bien nette entre les éléments conçus pour comporter des zones dissipatives (par exemple, les poutres d'un portique ou les barres de triangulation d'une palée) et les éléments qui doivent rester non dissipatifs (poteaux d'un portique, poutres et poteaux d'une palée triangulée). Ce qui différencie essentiellement la classe DCH de la classe DCM, c'est la plus grande capacité de déformation plastique cyclique des éléments dissipatifs, obtenue au prix de dispositions Constructives plus exigeantes (limitation plus forte des élancements des éléments et de leurs parois pour se prémunir contre le risque d'instabilité, catégorie supérieure de fonctionnement des assemblages boulonnés, résistance suffisante à la rupture fragile (ténacité) des soudures, etc.).

Lors d'un projet, le choix entre les deux classes peut ne pas être évident, précisant bien que la classe de ductilité choisie doit être la même en pour l'ensemble des systèmes de contreventement, même si le facteur de comportement q a des valeurs

CHAPITRE III : LES STRUCTURES METALLIQUES

différentes pour les deux directions horizontales de l'action sismique. Dans la mesure où, pour un type donné de structure, la valeur du facteur de comportement est plus élevée en classe DCH qu'en classe DCM, le choix de la classe DCH va conduire à une meilleure optimisation en résistance sur le plan sismique, donc à des sections moins importantes des éléments primaires. En revanche, ce choix va se traduire par des coûts plus élevés pour la phase d'étude du projet, et surtout les phases d'exécution et de contrôle technique en raison des exigences plus sévères sur les dispositions constructives. Par ailleurs, l'optimisation en résistance des sections peut rendre plus difficile à satisfaire l'exigence de limitation des dommages qui est en fait une limitation des déplacements relatifs entre étages.

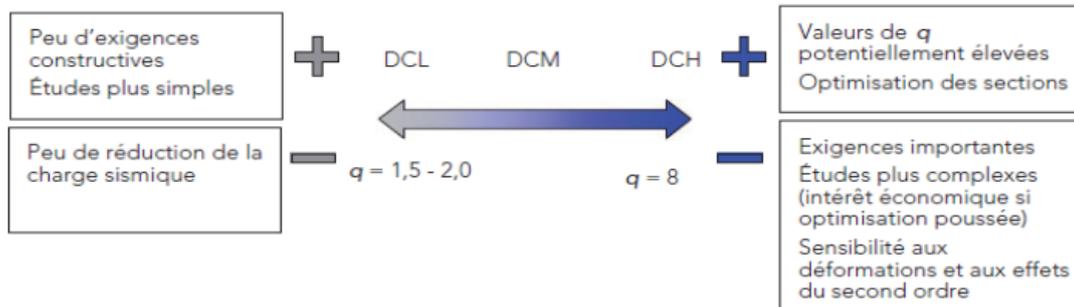


Figure III.1 : Choix de la classe de ductilité et du coefficient de comportement
[Réf : document l'EC8 Figure 2.1 page 15].

Le **tableau III.1** propose une synthèse des différentes possibilités de conception dissipative offertes pour les structures en acier.

Comportement des structures			
Type	Structure non dissipative	Structure faiblement dissipative	Structure dissipative
Classe		Classe DCL	Classe DCM et DCH
Spectre de calcul	EN 1998-1 § 3.2.2.2	EN 1998-1 § 3.2.2.5	
Action sismique	Pas de réduction des efforts sismiques	Faible réduction des efforts sismiques ($q = 1,5$ ou 2 selon les dispositions constructives) Pour les bâtiments en zone de sismicité 3,4 ou 5 et comportant des éléments de la structure primaire avec des sections de classe 4, majoration des efforts par 1,25	Réduction notable des efforts sismiques ($q \geq 2$)
Vérification de la Résistance	Dimensionnement selon Eurocode 3 ou 4 – pas d'exigences supplémentaires		Eurocode 3 ou 4 + Exigences spécifiques EN 1998-1 pour garantir la formation des zones dissipatives

Tableau III.1 : Comportements des structures sous actions sismiques
[Réf : document l'EC8 Tableau 2.1 page 15].

III.1.3.4. Signification du coefficient de comportement « q » :

Pour en revenir aux vérifications à effectuer aux États Limites Ultimes, il est essentiel de préciser que le coefficient de comportement q autorise à effectuer ces vérifications à un stade en deçà de celui de la première plastification significative de la structure résistante, voire juste à ce stade de première plastification, et par conséquent nettement en deçà du stade de la ruine vraie. Cette dernière peut être caractérisée par l'atteinte de la capacité de déformation plastique d'une zone

CHAPITRE III : LES STRUCTURES METALLIQUES

dissipative (éventuellement endommagée par le phénomène de fatigue Oglio cyclique), ou par la formation d'une instabilité élasto-plastique globale au sens dynamique. Les valeurs de q spécifiées dans l'EN 1998-1 sont présumées offrir toutes les garanties pour se prémunir contre ces types de ruine vraie sous l'intensité des actions sismiques définies par les spectres de réponse élastique, alors que les vérifications aux ELU sont effectuées à des niveaux d'action sismique réduite par le facteur q , exprimés par le biais des spectres de réponse de calcul. Les sollicitations dans les éléments primaires de la structure résistante peuvent alors être déterminées par une analyse élastique linéaire, soit de caractère statique (dans le cas de la méthode dite « par forces latérales », soit de caractère dynamique (dans le cas d'une analyse modale et spectrale ; En fait, les vérifications à effectuer avec les sollicitations ainsi déterminées doivent être encore adaptées pour permettre de conserver la hiérarchie entre éléments dissipatifs et éléments non dissipatifs jusqu'au stade de la ruine vraie, en évitant que des éléments non dissipatifs ne soient trop sollicités et périssent prématurément par ruine fragile. On utilise dans l'EN 1998-1 le terme de « dimensionnement en capacité » pour qualifier cette procédure d'adaptation.

III.1.3.5. Éléments primaires et éléments secondaires :

- les éléments sismiques primaires qui sont les éléments de la structure résistant à l'action du séisme;
- les éléments sismiques secondaires dont la résistance et la rigidité vis à vis des actions sismiques peuvent être négligées.

Les éléments primaires doivent être conçus et étudiés pour assurer la résistance de la structure aux séismes, conformément aux règles de l'EN 1998-1. Il n'est en revanche pas nécessaire de vérifier la résistance des éléments secondaires aux actions sismiques.

Tous les éléments par lesquels transitent des efforts sismiques doivent être considérés comme des éléments primaires, même s'ils ne font pas directement partie du système de contreventement.

La figure III.2 donne un exemple de la distinction entre éléments primaires et secondaires.

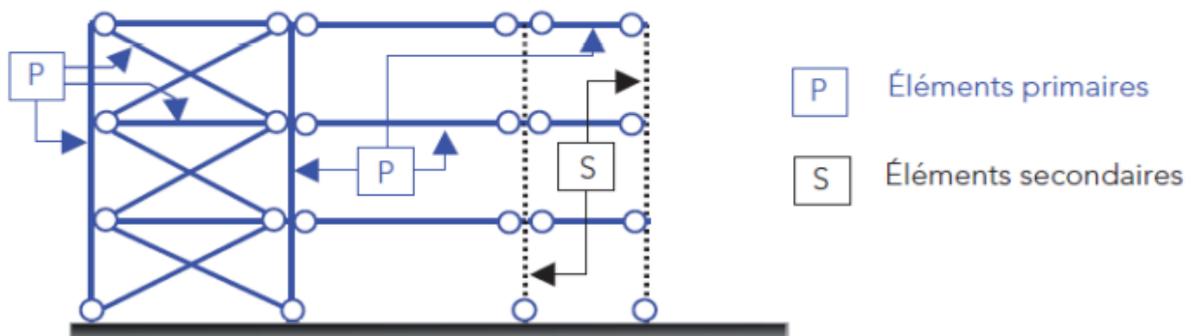


Figure III.2 : Éléments primaires et secondaires d'une structure triangulée
[Réf : document l'EC8 Figure 2.2 page 17].

III.1.3.6. Dimensionnement en capacité des éléments primaires :

Pour être plus précis, tout en s'appuyant sur la forme générale des relations de vérification du chapitre 6, les vérifications aux ELU à effectuer sous les actions de la

CHAPITRE III : LES STRUCTURES METALLIQUES

situation sismique de calcul, donc réduites par le facteur q , se présentent de la manière suivante :

Chaque élément dissipatif « i », soumis à la sollicitation de calcul E_{di} , doit posséder une résistance suffisante, soit : $E_{di} \leq R_{Di}$, où R_{Di} est la résistance de calcul de l'élément,

III.2. Avantages et inconvénients de la construction métallique :

III.2.1. Avantages :

- Résistance mécanique :
 - résistance élevée à la traction permettant des portées et hauteurs importantes ;
 - possibilité d'adaptation plastique pour une plus grande sécurité ;
- Industrialisation totale : préfabrication d'un bâtiment en atelier et montage sur chantier ;
- Transport aisé grâce au poids peu élevé ;
- Possibilité de modification et de recyclage d'un bâtiment.

III.2.2. Inconvénients :

- Prix élevé (concurrentiel avec le béton armé pour les grandes portées) ;
- Mauvaise tenue au feu ce qui implique des mesures de protection onéreuses ;
- Entretien régulier dû à la corrosion du métal.

III.3. ESSAIS MECANQUES :

III.3.1. Essai de traction :

Il s'agit de l'essai fondamental qui fournit les grandeurs caractéristiques directement exploitables dans les calculs de dimensionnement.

- La limite d'élasticité f_y à partir de laquelle les allongements $A\%$ deviennent permanents (déformation irréversible).
- La contrainte de rupture à la traction f_u .
- Le module d'élasticité longitudinale de l'acier $E = 210\ 000\ \text{MPa}$
- Le module d'élasticité transversale de l'acier $G \approx 81\ 000\ \text{MPa}$
- Le coefficient de poisson $\nu = 0.3$
- Le coefficient de dilatation $\alpha = 12 \times 10^{-6}\ [/^{\circ}\text{C}]$

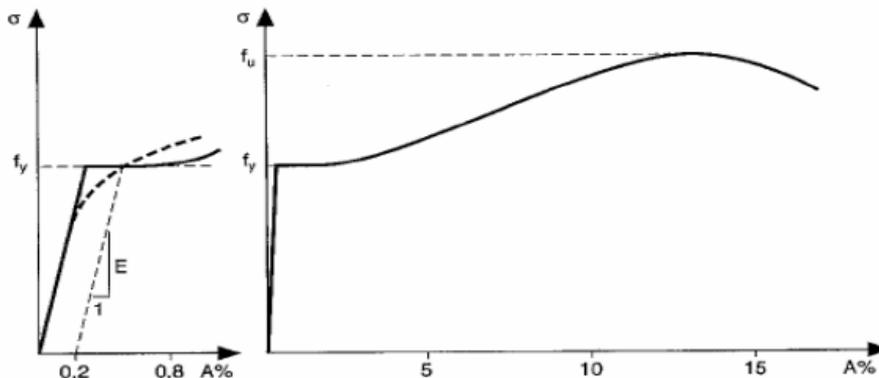


Figure III.3 : Diagrammes types d'allongement des aciers de construction métallique.

III.3.2. Essai de flexion par choc (essai de résilience) :

Cet essai a pour objectif de mesurer l'énergie absorbée par une éprouvette bi-appuyée, comportant une entaille médiane en V, lors de sa rupture en flexion sous le choc d'un mouton-pendule. Cette énergie caractérise la ductilité de l'acier et sa

CHAPITRE III : LES STRUCTURES METALLIQUES

sensibilité à la rupture fragile en fonction de la température. Energie de rupture = $m g (h_0 - h)$

III.3.3. Essais de dureté :

Les essais de dureté consistent à mesurer la pénétration d'un outil conventionnel dans la pièce à tester sous une charge prédéterminée.

III.3.4. Essai de pliage :

Cet essai permet d'apprécier qualitativement la ductilité d'un acier et l'aptitude au formage à froid par pliage des tôles ou barres constituées de ce matériau.

III.4. Désignation symbolique des aciers :

<i>NUANCE</i>		<i>QUALITE</i>
<i>SYMBOLES PRINCIPAUX</i>		<i>SYMBOLES</i>
<i>Lettre</i>	<i>Caractéristiques mécaniques</i>	<i>ADDITIONNELS</i>
Exp : S	235	JR

<i>Symboles principaux</i>	<i>Symbole</i>	<i>Désignation</i>
	G	Acier moulé
	S	Aciers de construction
	E	Aciers de construction mécanique
	B	Aciers à béton
	Y	Aciers pour béton précontraint
<i>Ces symboles sont suivis de la valeur de la limite d'élasticité ou de la résistance minimale à la traction en MPa</i>		

Tableau III.2 : Désignation symbolique des aciers.

<i>Symboles Additionnels pour l'acier</i>	<i>Energie de rupture (J)</i>			<i>Température d'essai (°C)</i>
	27	40	50	
	JR	KR	LR	20
	J0	K0	L0	0
	J2	K2	L2	-20
	J3	K3	L3	-30
	J4	K4	L4	-40
	J5	K5	L5	-50
	J6	K6	L6	-60

Tableau III.3 : Symboles additionnelles pour l'acier.

III.5. Propriétés des aciers laminent :

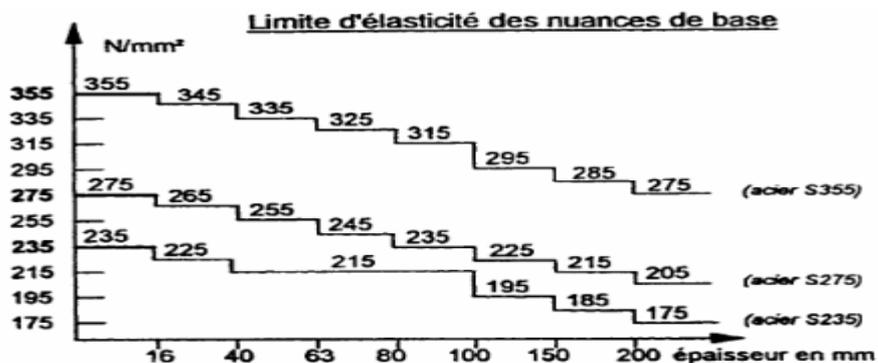


Figure III.4 : Limite d'élasticité des nuances de base.

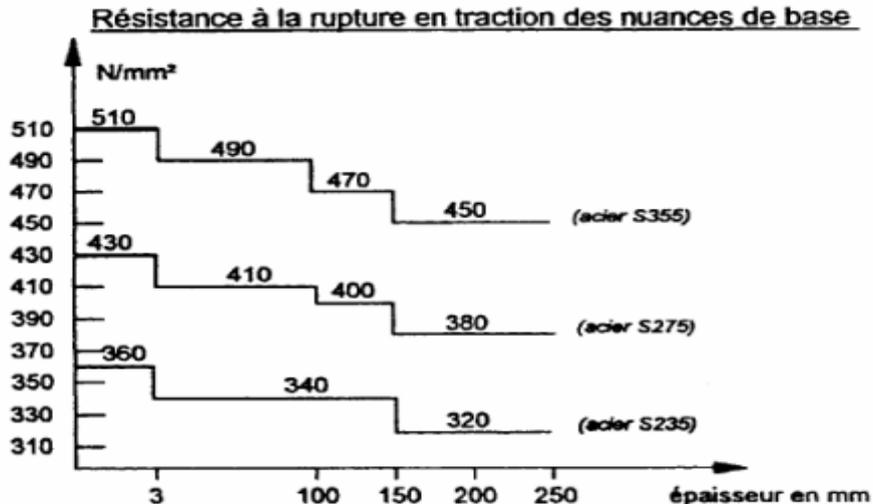


Figure III.5 : Résistance a la rupture en traction des nuances de base.

III.6. CRITERES DE CHOIX DES ACIERS EN CONSTRUCTION METALLIQUE :

III.6.1. Choix de la nuance :

Il s'agit essentiellement, à travers ce choix, de fixer le niveau de la limite d'élasticité, appelée à servir de référence dans la conduite des calculs de dimensionnement. Le plus souvent, on recherche le niveau le plus élevé possible puisque la réduction de poids qui en résulte permet :

- Une économie directe sur les coûts de matière.
- Une mise en œuvre plus aisée en atelier.
- Une amélioration des conditions de transport et de montage.

Il va de soi que des facteurs limitatifs importants interviennent dans l'augmentation des caractéristiques mécaniques. Très fréquemment, le respect des critères de déformation régit le dimensionnement des ossatures métalliques et non le niveau de contrainte. De plus, l'augmentation de flexibilité de la structure qui accompagne celle des contraintes conduit à aggraver les effets dynamiques éventuels, comme ceux dus au vent, et rend aussi plus pénalisants les critères de résistance des éléments soumis aux différents phénomènes d'instabilité.

III.6.2. Choix de la qualité :

Pour une structure donnée, le choix d'une qualité d'acier doit faire intervenir différents paramètres :

- La température minimale de service de l'ouvrage,
- L'épaisseur maximale des pièces constitutives de la structure,
- La nuance d'acier prévue,
- Le niveau des contraintes de traction subies par la structure,
- La nature des sollicitations du point de vue de leur vitesse d'application,...

III.7. CONCLUSION :

Les structures métalliques regroupent l'ensemble des disciplines visant à utiliser toutes formes de métaux quels que soient les métaux et quelle que soit leur forme.

Il s'agit ici de transformer la matière première constituée de profils de toutes formes ou de tôles en objets manufacturés, charpentes, appareils à pression, objets de consommation.

CHAPITRE III : LES STRUCTURES METALLIQUES

La fabrication de ces objets se réalise en atelier : l'orfèvre réalise des pièces grâce à un atelier de fonderie, le charpentier réalise des éléments de charpente en acier, le menuisier fabrique portes et fenêtres en aluminium, le chaudronnier construit des pièces industrielles à partir de tôles d'acier, etc.

En règle générale on construit tout ce dont on pourrait avoir besoin pour vivre puisque l'industrie de l'acier réalise des bâtiments clos et couverts ainsi que tout le mobilier, y compris la décoration.

Il nous est impossible de citer ici tous les avantages de la charpente métallique, les essentiels étant :

Sa portée quasi infinie, Sa flexibilité architecturale, Sa grande résistance, Son poids allégé, Sa facilité de pose, Sa longévité, Son prix.

Aussi nous pouvons également citer quelques inconvénients : Faiblesse de la charpente métallique : le feu

La principale faiblesse de la charpente métallique est le feu. Sous l'effet de la chaleur, l'acier se déforme rapidement, fragilisant la structure. Tout élément métallique exposé doit impérativement être remplacé pour garantir la solidité de la structure. Il est toutefois possible d'accroître la résistance au feu d'une charpente métallique grâce à un traitement ignifuge.

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements :

Risques, normes et renforcements :

IV.1. Les raisons, provoquant l'obligation de renforcer les constructions métalliques :

Les défauts, caractéristiques des constructions, qui ont apparus pendant l'étape de leur fabrication, peuvent être une sous-estimation des caractéristiques mécaniques de l'acier composant les éléments, une courbure ou une section initiale plus petite des éléments. Les courbures initiales sont la conséquence d'un mauvais assemblage, d'un mauvais soudage ou de mauvais redressement de sections de profilés soudées. L'apparition des défauts et de courbures se produit pendant les processus du chargement et déchargement, avec le transport ou l'installation des constructions. Non seulement leur nombre augmente mais aussi leur flèche évolue.

Dans un certain nombre de cas la surcharge des constructions et le besoin de leur renforcement apparaissent, en raison de l'ajout de charges ou panneaux supplémentaires, aux dispositifs, équipement de chauffage et autres en comparaison avec celles du projet.

La raison qui suit, qui nécessite le besoin de renforcer les constructions métalliques, est leur usage en raison du fonctionnement intensif ou incorrect prolongé. D'abord l'attaque des métaux par la corrosion, diminue brusquement la capacité portante des éléments, des nœuds ou des constructions en général.

Dans les ateliers métallurgiques, le besoin de renforcer les constructions en acier est dû aux grandes déformations résiduelles des éléments, qui subissent des températures intensives.

Les ruines des constructions semblent être le non-respect des règles de leur fonctionnement. Pour les éléments en treillis (colonnes, fermes etc....) ils sont sujets particulièrement à des déformations résiduelles significatives, à des courbures et flexions, provoquées par l'application des charges supplémentaires pendant la réparation ou l'assemblage des équipements, la suspension des conduits technologiques, ascenseur de différentes charges et ainsi de suite en combinaison avec les défauts, qui apparaissent pendant l'étape de la fabrication, du transport et de l'installation, ceci mène à des dommages ou ruines en masse des constructions.

Ainsi, selon les données, 83% des fermes inspectées ont eu des dommages, et 82% de ces dommages concernent la flèche (recourbement) de leurs éléments. Les valeurs de flèche des éléments Pendant le transport, l'installation et le fonctionnement, les constructions subissent des dommages en compression atteignent des grandeurs significatives, ce qui nécessite leur renforcement. Localement (fissures, dommages des bords, courbures locales, sections fléchies et rupture des ailes et des âmes de profilés etc....).

Une structure peut être sinistrée :

- Soit par effondrement total ou partiel sous l'effet de chargement ;
- Soit par des déformations importantes rendant la structure inexploitable.

IV.1.1. Les étapes d'analyse des causes d'un sinistre :

Les étapes d'analyse des causes d'un sinistre doivent se faire en plusieurs étapes :

- examen de la structure sinistrée, déformations, déchirures, ruptures ;
- examen des conditions et circonstances au moment du sinistre, chargement de la structure ;

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

-recherche des causes du sinistre faite, en général, par l'exécution d'un nouveau calcul. Il n'est pas rare que cette nouvelle analyse fasse apparaître des insuffisances n'étant pas à l'origine du sinistre et auxquelles il faut alors aussi remédier.

La qualité des études est essentielle, compte tenu du caractère « industriel » des structures métalliques dans le domaine du bâtiment. On constate qu'une des principales causes actuelles des désordres provient de la mauvaise qualité des études.

Les contrôles doivent donc intervenir le plus tôt possible, dès le stade de la conception et des études.

Les origines des sinistres sont nombreuses et variées ; certaines sont répétitives et connues, d'autres plus confuses.

Un sinistre est souvent dû à plusieurs causes : charges exceptionnelles, insuffisances, et c'est leur concomitance qui le déclenche. Le risque de sinistre est donc accru par la multiplicité des erreurs commises.

L'étude et le recensement de l'origine des sinistres constituent la pathologie.

IV.1.2. Les origines de sinistres d'une structure métallique :

Les sinistres ont principalement pour origine :

- les erreurs matérielles au niveau des études, de la fabrication ou du montage.
- les causes accidentelles comme les charges exceptionnelles.
- l'ignorance au niveau du projet, de l'exécution, du montage et de l'utilisation.
- les erreurs de conception et d'étude d'environ 13 %, dont 3 % de ces erreurs rendent les structures instables.
- des erreurs de bureau d'études : 45 %.
- les facteurs externes.
- les erreurs d'exécution.
- des défauts du matériau.
- les erreurs au montage 35 %, dont la moitié sont dues à des instabilités provisoires, l'autre moitié se partageant entre malfaçons et fausses manœuvres.
- la mauvaise utilisation et le défaut d'entretien.
- La gravité des désordres varie, suivant les circonstances, de l'effondrement catastrophique au simple défaut d'esthétique ne présentant aucun risque. On peut distinguer :
 - les instabilités d'ensemble conduisant à l'effondrement ou au renversement.
 - les instabilités propres d'éléments pouvant, par réaction en chaîne, conduire à une instabilité d'ensemble.
 - une durabilité insuffisante, corrosion, vieillissement, fatigue.
 - un comportement anormal comme les déformations excessives ou les perturbations du bien-être des usagers.
 - une atteinte à l'esthétique.

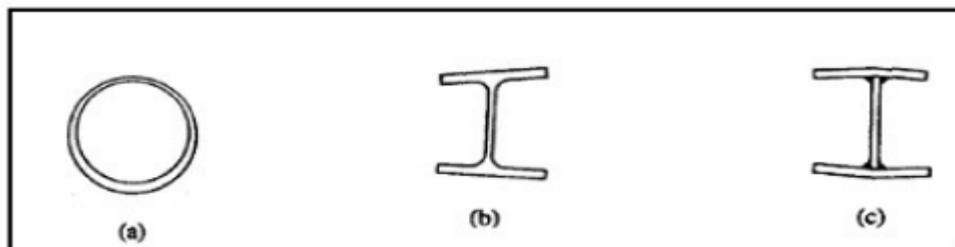


Figure IV.1 : Imperfections géométriques **(a)** Excentricité des tubes ; **(b)** Tolérances de laminage ; **(c)** Retrait des soudures.

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

Dans cette relation, T représente l'énergie cinétique du système et V l'énergie potentielle. Une faible augmentation de T s'accompagne d'une diminution faible identique de V . Si le système est initialement en configuration d'équilibre d'énergie potentielle minimale, alors l'énergie cinétique T du déplacement libre correspondant décroît dans la mesure où V doit croître. Par conséquent, le déplacement depuis l'état initial restera faible et l'état d'équilibre est stable. Pour des corps rigides, la stabilité peut être illustrée par l'exemple bien connu de la bille sur un support courbe.

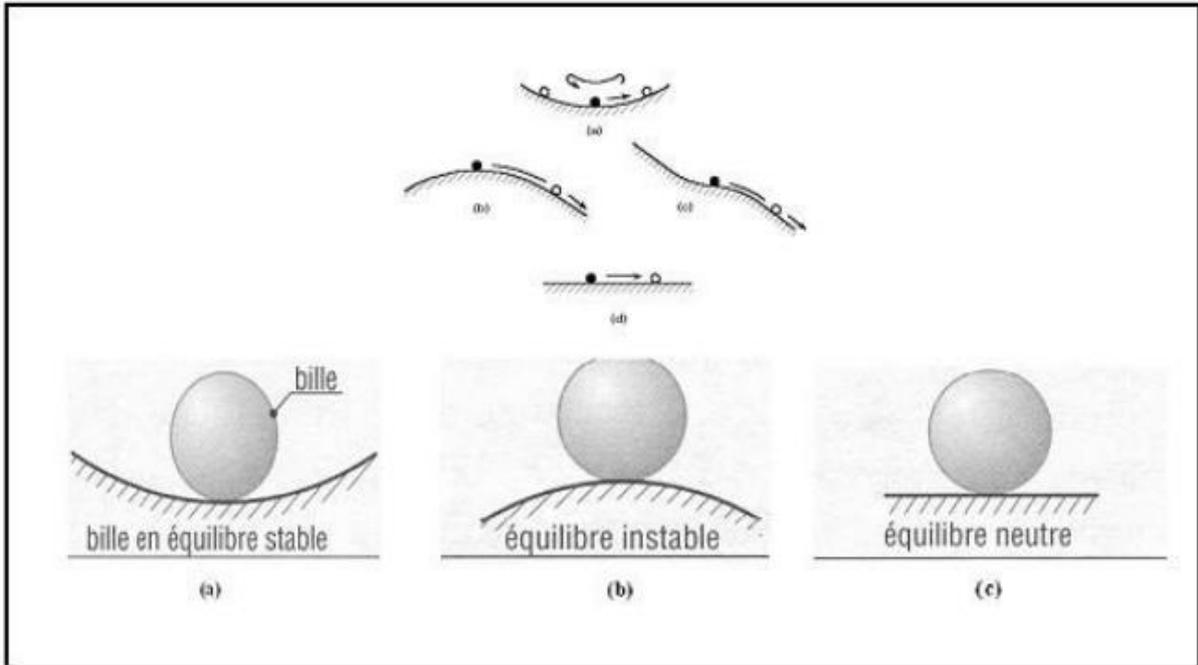


Figure IV.4 : Les trois états d'équilibres : **(a)** Stable ; **(b)** Instable ; **(c)** Neutre.

IV.1.3.1. Les critères d'instabilités élastiques des sections :

Dans le domaine Erato-plastique, lorsqu'il ya écoulement plastique, les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

- **Le flambement**, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion), qui est très dangereux.
- **Le déversement**, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.
- **Le voilement**, qui affecte les âmes des pièces fléchies.

IV.1.3.1.a. Flambement des colonnes :

Le flambement est en fait une sollicitation composée de compression et de flexion, mais dont l'étude est différente de la flexion composée parce que les méthodes sont différentes et que le flambement est un phénomène rapidement destructif. En effet, dans le cas du flambement, les déformations ne peuvent plus être supposées infiniment petites. De même, les forces extérieures ne sont plus proportionnelles aux déformations et, dans certains cas, de grandes déformations peuvent être causées par des accroissements de charge infimes. Tous ces phénomènes sont connus sous le nom d'instabilité élastique. Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme.

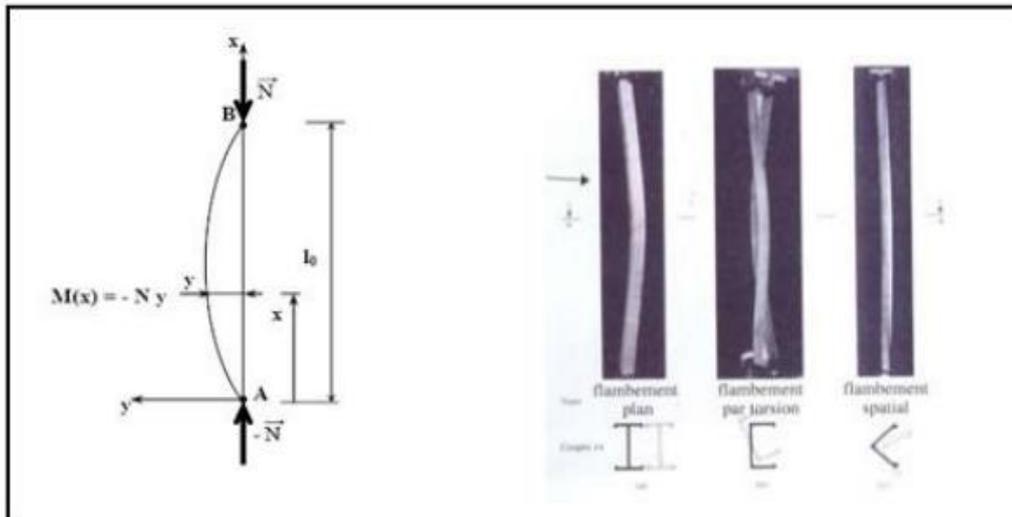


Figure IV.5 : Le phénomène de flambement.

IV.1.3.1.b. Voilement des plaques :

Le voilement d'une âme de poutre est un phénomène de déformation de l'âme sous l'action des contraintes de compression et des contraintes de cisaillement. La solution effectuée pour la compensation du risque du voilement de l'âme est l'emplacement des raidisseurs opportuns définis par le calcul en fonction des efforts appliqués à la poutre. Le but de l'essai était de déterminer les limites dans le changement de direction de la semelle pour lesquelles l'âme peut ne pas être raidie.

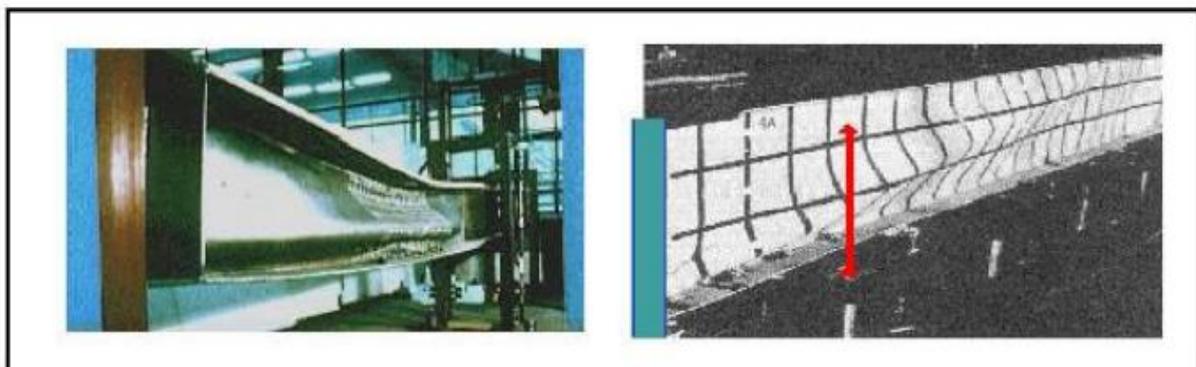
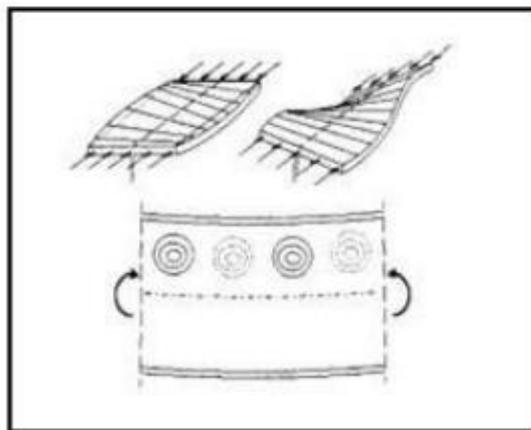


Figure IV.6 : Le phénomène de voilement total de l'âme.



Figure IV.7 : Voilement local de la membrure de l'amé supérieure.

IV.1.3.1.c. Déversement des poutres :

Les éléments fléchis qui ne sont pas soutenus latéralement présentent un risque de déversement ; ce type de ruine est plus probable encore si la section est soumise à torsion, notamment si les charges appliquées ne sont pas au droit du centre de torsion de la section.

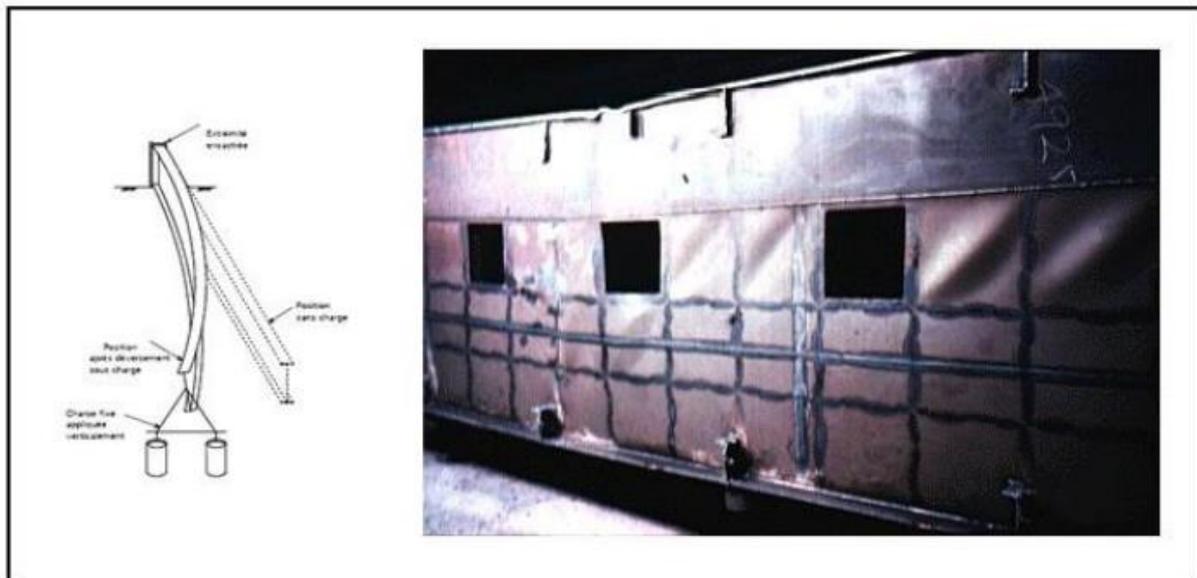


Figure IV.8 : Le phénomène de déversement des poutres.

IV.2. Normes des structures métalliques :

IV.2.1. L'EN 1998-1 :

L'EN 1998-1, publiée comme norme NF par l'AFNOR en septembre 2005, est applicable au dimensionnement des bâtiments et des ouvrages de génie civil en zone sismique. Elle se décompose en dix chapitres, en particulier :

- le chapitre 2 contient les exigences de performance qu'impose la norme et les critères à satisfaire pour être conforme à ces exigences ;
- le chapitre 4 contient des règles de calcul générales, applicables à tous les bâtiments ;
- le chapitre 6 fournit des règles spécifiques pour les bâtiments en acier.

IV.3. Renforcement et réhabilitation :

IV.3.1. introduction :

Le renforcement des constructions métalliques comprend les différentes mesures, assurant leur fiabilité dans les comportements futurs et de satisfaire les exigences d'exploitation. Dans ce qui soit-il ne sera examiné uniquement le problème de renforcement, qui peut assurer une durée d'exploitation prolongée en service de la construction renforcée.

IV.3.2.a. Changement des conditions d'exploitation des constructions : (Réduction du poids mort) :

Cette méthode permet d'éviter de renforcer directement les constructions en réduisant les valeurs des charges permanentes et d'exploitation, en imposant des limites sur les charges d'exploitation ou à leur redistribution. Un changement des conditions d'exploitation peut être réalisé en conséquence opposée (la réduction du poids mort) peut impliquer la démolition d'un ou de plusieurs niveaux dans la partie haute du bâtiment afin, par exemple, de réduire les charges sur la structure existante. Les planchers, les toitures ou d'autres éléments structurels pourraient également être remplacés par des matériaux plus légers pour la même raison. En fait, le remplacement de planchers lourds en bois par des sections légères en I et des éléments de plancher profilés est très courante de même que la reconstruction complète des toitures en utilisant des poutres en treillis.

La diminution des charges structurales technologiques en changeant l'arrangement de l'équipement ou la limitation de l'intensité maximum des charges provisoires (si c'est possible sur les conditions technologiques).



Figure IV.9 : Le remplacement des planchers lourds par des planchers métalliques.
(a) Poutres laminées ; (b) Des poutres creux.

IV.3.2.b. Changement des schémas constructifs et de calcul des constructions :

Cette méthode de renforcement est en règle générale accomplie en rajoutant des nœuds supplémentaires sur le système de référence et est particulièrement efficace avec une augmentation totale des charges structurales. Une augmentation de la capacité portante de la construction peut être réalisée comme suit :

- L'introduction des nouvelles structures, pour recevoir une partie des charges totales ;
- Augmenter le degré d'hyperstatique externe des constructions en rajoutant des appuis supplémentaires.
- La transformation des constructions par rajout de rotules dans les portiques et structures en arc.

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

- L'installation des éléments complémentaires type contrefiches, cintres, des constructions etc...
- Une augmentation du degré d'hyperstatique interne des constructions dues à l'arrangement des éléments de contrefiche, des tirants, rajout d'éléments complémentaires.

L'introduction des éléments complémentaires sans changement des propriétés statiques de base de la construction initiale dues à l'arrangement des éléments supplémentaires de contrefiche du treillis, des bords, des diaphragmes etc...introduction des nœuds supplémentaires afin de garantir un travail tridimensionnel des constructions, de leur rigidité et de stabilité. Parfois pendant le renforcement ou la reconstruction, le déplacement des nœuds existants du système de référence (par exemple, la transformation des joints rigides en articulation, l'élimination d'appuis etc...). Ceci peut être dicté par les considérations d'une amélioration des conditions de travail des constructions ou par les exigences d'exploitation.

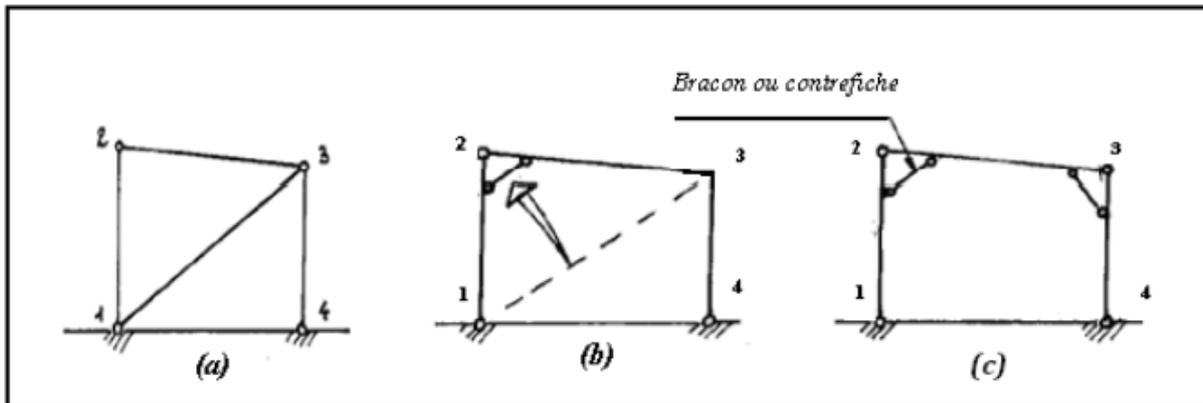


Figure IV.10 : Renforcement des nœuds : (a) : Par l'introduction d'une diagonale (La stabilité transversale) ; par des bracons : (b) Un seul bracon ; (c) Deux bracons.

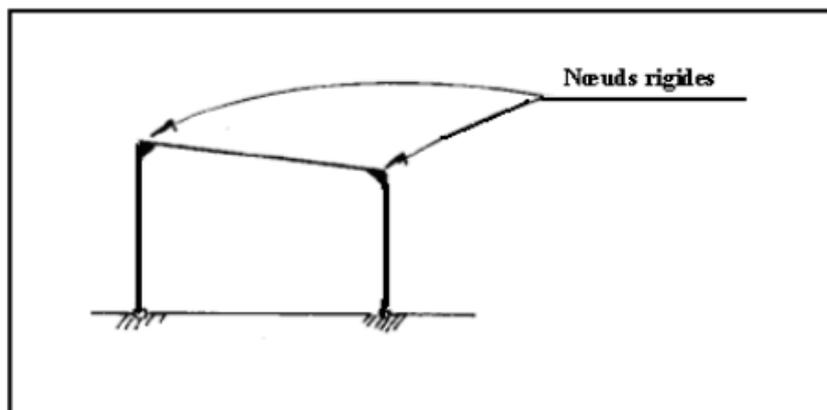


Figure IV.11 : Renforcement par création des nœuds rigides.

IV.3.2.C. Redistribution des efforts dans les constructions :

Cette méthode est basée sur l'optimisation des conditions de travail des constructions par la redistribution des efforts pour diminuer les contraintes dans les éléments ou les sections. La redistribution des efforts peut être accomplie par les méthodes suivantes :

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

- Par l'élévation ou l'abaissement des appuis dans les constructions en poutre ou de structure ;
- Par une augmentation de la rigidité des éléments séparés du système ;
- Par une augmentation du degré de la connexion des constructions séparées du système pour la garantie de leur travail (tridimensionnel) commun ;
- Par le choix de la valeur initiale des charges d'exploitation, des points d'application, de leur intensité et de l'ordre de la charge.

IV.3.2.d. Renforcement des éléments individuels des structures et de leur assemblage :

C'est une des méthodes les plus répandues, utilisé indépendamment, et en combinaison avec d'autres méthodes de renforcement.

Le renforcement des éléments est accompli par une augmentation de leur section utilisant des assemblages adéquats pour le fonctionnement commun des éléments de renforcement dont le but est l'augmentation de la rigidité à la compression, à la traction, et à la flexion.

Le renforcement des assemblages est accompli par une augmentation de la capacité portante des nœuds par soudure, boulon, rivets ou par l'ajout d'éléments supplémentaires. Comme n'importe quelle classification, les méthodes de renforcement se différencient avec les conditions. Par exemple, le dispositif des appuis supplémentaires, méthode qui consiste à changer le schéma constructif dans son ensemble, peut être combiné avec la redistribution simultanée des efforts par le déplacement obligatoire de l'appui supplémentaire et du raidissage des parties par une augmentation des sections des éléments de la construction pris séparément.

En outre, les méthodes séparées de renforcement peuvent être simultanément liées à deux ou à plusieurs méthodes. L'exemple concret consiste en l'évolution du système d'assemblage de la pailasse inférieure des barres de traverse des structures de bâtiment : d'un côté, on change le schéma constructif de la construction, d'un autre côté, on assure le travail tridimensionnel de l'ossature et par suite on obtient une redistribution des efforts dans la construction.

IV.3.3. Schémas de renforcement des éléments de construction :

La possibilité d'appliquer différentes méthodes de renforcement (changement du diagramme et des conditions statiques, la redistribution des efforts et des endroits de renforcement etc...) doivent être prise en considération lors de réparation. Un certain nombre de diagrammes est basé sur l'introduction des éléments précontraints de renforcement.

L'utilisation de la précontrainte dans les constructions pour le renforcement peut être accompli par l'utilisation des méthodes conseillées de constructions en précontrainte habituelle, ou les méthodes spéciales. Le caractère particulier de la précontrainte et de la redistribution des efforts pendant le renforcement est la possibilité de transmettre une partie des efforts aux constructions voisines, qui doivent être vérifiées pendant l'exploitation et pour d'autres cas définis par les calculs. Pendant le renforcement des constructions sans précontrainte il est nécessaire que les éléments soient introduits avec fiabilité avec le fonctionnement général de la construction principale. Le choix du matériel des éléments du renforcement dépend de la méthode de renforcement et des conditions de travail des constructions. Pour les éléments en précontrainte il est avantageux d'utiliser des aciers haute résistance. L'application des aciers de haute résistance peut s'avérer efficace et lorsqu'il s'agit

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

du renforcement sans effort de précontrainte, cela se fait en faisant travailler les aciers dans le domaine élasto-plastique de la construction renforcée. Cependant, dans la majorité des cas il est avantageux de projeter les éléments du renforcement avec des aciers ordinaires, puisqu'ils reçoivent des efforts seulement quand la charge augmente après le renforcement.

IV.4. Renforcement des poutres et des structures de constructions métalliques :

IV.4.1. Renforcement par l'introduction des distributeurs spéciaux :

L'utilisation des distributeurs spéciaux permet d'avoir une redistribution des charges concentrées sur les constructions existantes et une diminution des moments de flexion. La distribution des efforts est possible en raison du choix de la longueur de base (x) sur les distributeurs.

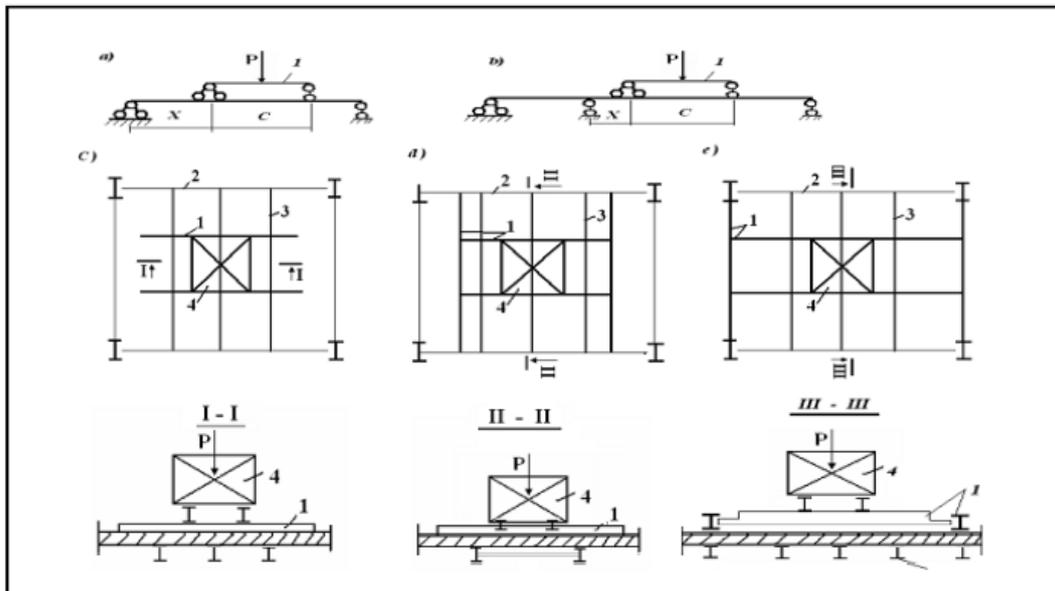


Figure IV.12 : Répartition des efforts au moyen de l'introduction des distributeurs spéciaux. **a**) ; **b**) Schémas de principe des distributeurs ; **c**) Schéma du distributeur avec la transmission de la charge au-delà des poutrelles existantes ; **d**) Schéma du distributeur, avec la transmission de la charge au-delà des poutres principales existantes ; **e**) Schéma du distributeur avec la transmission de la charge au-delà des colonnes ; **1**- Dispositifs de répartition- ; **2**- Les poutres principales existantes ; **3**- Les poutres secondaires existantes ; **4**- L'équipement supplémentaire répartie sur la longueur de la construction (x) et le diagramme de la transmission des charges sur les constructions existantes. Dans les cas nécessaires aux endroits des appuis, des distributeurs sont introduits en renforçant les constructions existantes (installation des nervures de raidissement supplémentaires, renforcement des nœuds etc....).

IV.4.2. Renforcement des toitures de constructions par l'ajout de poutres et des colonnes supplémentaires :

L'ajout des poutres supplémentaires permet de diminuer les charges sur les constructions existantes. Pendant le renforcement (schéma **a**) les poutrelles sont déchargées et la répartition des charges sur les poutres principales est modifiée.

L'inconvénient dans cette méthode est la complexité de la transmission de la charge du plancher existant aux poutres supplémentaires et leur participation, et aussi le

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

changement du schéma de travail du plancher, qui peut mener à sa ruine. Par conséquent la méthode indiquée est employée habituellement avec le démontage des planchers.

L'introduction des poutres principales supplémentaires (schéma **b**) permet de changer les conditions de travail des poutres existantes du plancher (poutres isostatiques converties en poutres continues) afin de diminuer les charges sur les poutres principales existantes.

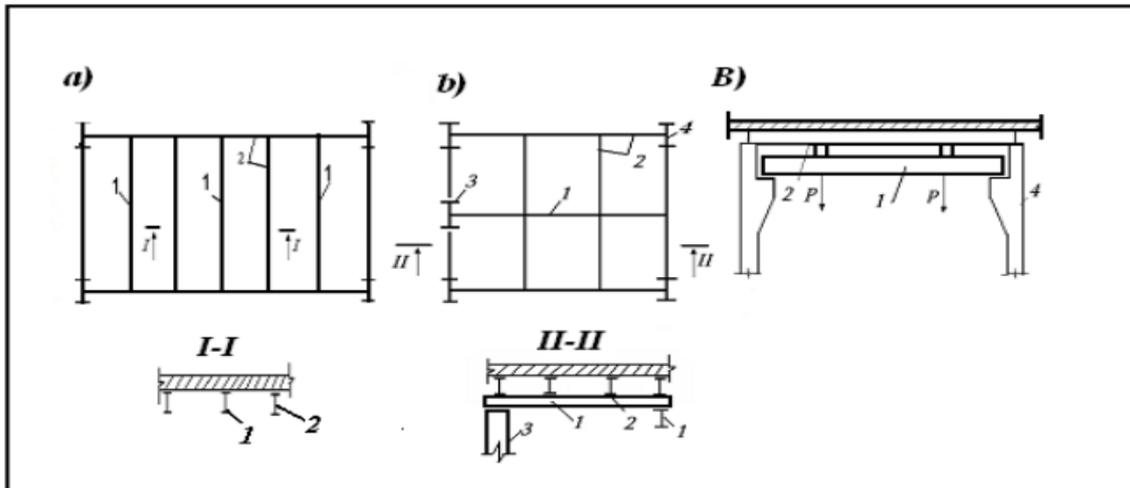


Figure IV.13 : Redistribution des efforts au moyen de l'introduction des poutres supplémentaires **a-** Introduction de poutres supplémentaires du plancher ; **b-** De même, les poutres supplémentaires sont des poutres principales ; **B-** Idem, celles de déchargement ; **1-** Poutres supplémentaires ; **2-** Les poutres existantes ; **3-** Colonnes supplémentaires ; **4-** Les colonnes existantes.

L'introduction des poutres supplémentaires directement sous celles existantes (schéma **B**) est l'une des méthodes de renforcement des constructions défectueuses qui permet la transmission des charges sur les poutres supplémentaires.

Pendant le renforcement selon les diagrammes **b**, **B** les contraintes initiales dans le comportement des éléments du renforcement peut être obtenues par le calage des constructions existantes ou de la suspension aux poutres de charges peu importantes (**P**) avec le serrage suivant aux endroits des appuis qui reprennent les poutres existantes.

IV.4.3. Renforcement des constructions par l'ajout d'appuis supplémentaires :

La méthode de renforcement est basée sur la diminution de la flèche des poutres en rajoutant un ou plusieurs appuis intermédiaires, qui peuvent assurer par l'introduction des colonnes supplémentaires, montants ou les poutres transversales.

L'application des efforts pour obtenir des valeurs de moments voulues sont obtenus grâce à :

- Le choix des emplacements des appuis supplémentaires selon le diagramme de charge sur la poutre renforcée.
- Le choix de l'intensité et de la répartition des charges, avec lequel est effectué le renforcement.

Les déplacements des appuis supplémentaires (voir diagramme **Mp**) ; les distributions des surcharges supplémentaires après le renforcement (diagramme **ΔM**).

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

Pendant le renforcement il faut tenir compte des possibilités de déplacement des appuis supplémentaires dus aux tassements du sol sous fondation. En règle générale, pendant l'ajout des appuis supplémentaires il est nécessaire de raidir localement les constructions existantes (au niveau des nœuds par l'ajout d'élément de renfort.).

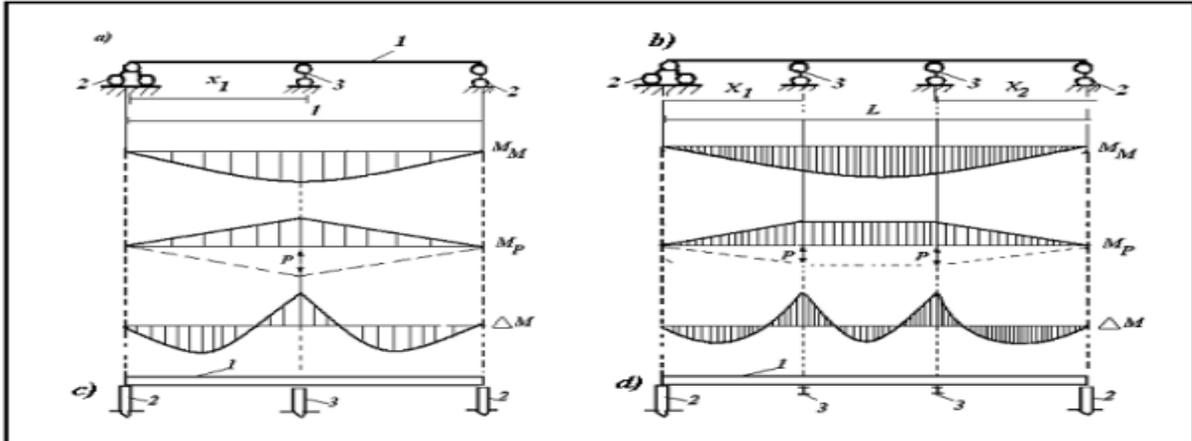


Figure IV.14 : Renforcement des constructions par l'introduction des appuis supplémentaires **a, b-** Diagrammes de calcul; **c, d-** Diagramme de renforcement des poutres ; **1-** Construction renforcée ; **2-** Les appuis existants ; **3-** Les appuis supplémentaires.

IV.4.4. Renforcement des poutres continues par le réglage des efforts :

La redistribution des moments et des forces transversales produit par l'introduction des appuis supplémentaires et des éléments pendant le renforcement des constructions afin d'augmenter la rigidité des poutres.

IV.4.5. Renforcement de poutres transformées au niveau des points de jonction (appuis) :

Cette méthode est basée sur la redistribution des efforts en transformant les structures à une travée en poutres continues. Il est possible d'atteindre le réglage supplémentaire des efforts soit par le déplacement des appuis, ou le choix des efforts initiaux et la distance (X) de la surface à renforcer.

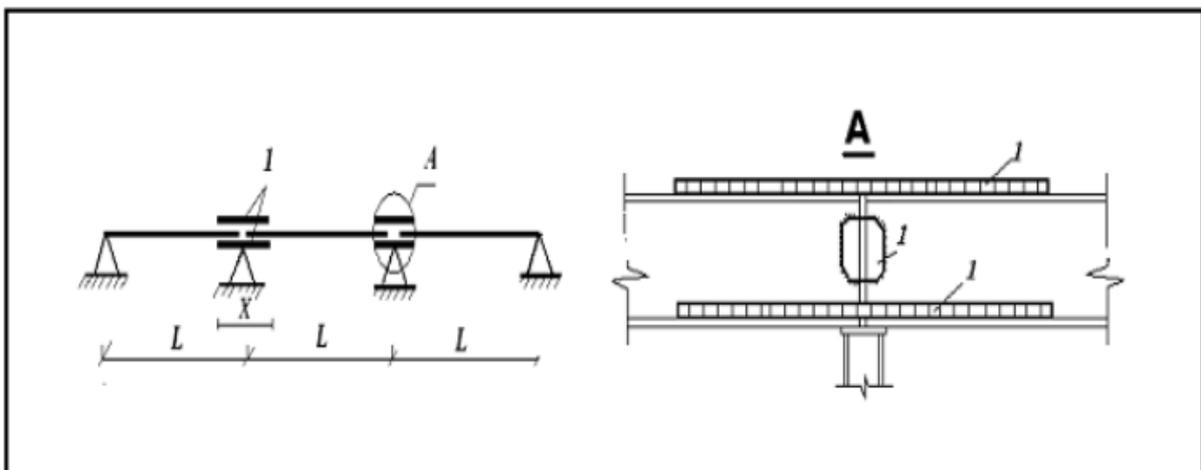


Figure IV.15 : Transformation des poutres simples en poutres continue. **1-**Eléments de renfort.

IV.5. Renforcement des poutres par l'emplacement des contrefiches, et des suspentes :

La méthode de renforcement est basée sur la diminution des flèches des poutres et de les transformer en des systèmes statiquement indéterminés. Des suspentes sont effectuées, en règle générale, avec des éléments précontraints.

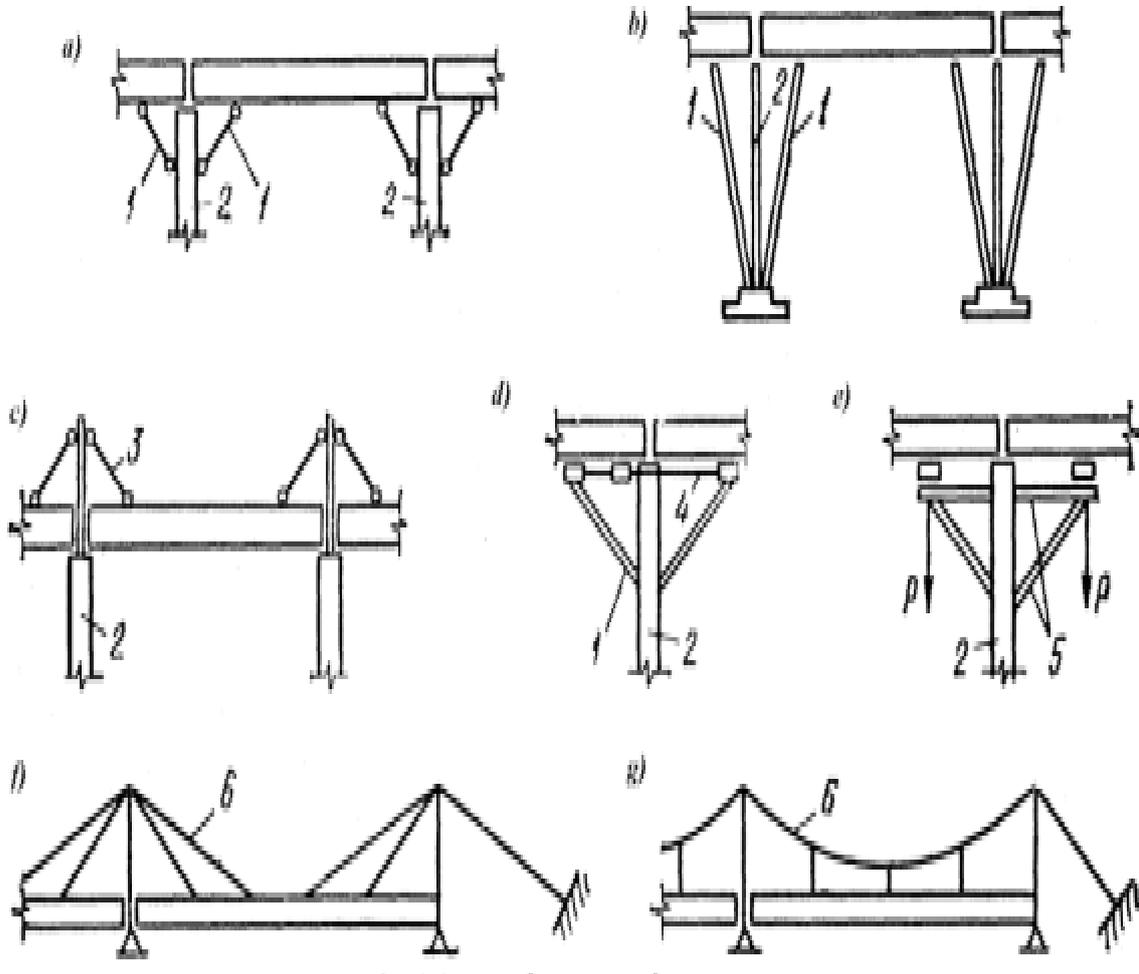


Figure IV.16 : Renforcement des poutres ; **a, b** - Des contrefiches, **c**- L'emplacement des suspentes ; **d**- Renforcement par système de nœuds ; **f, g**- L'utilisation du système de câble ; **i, h**- L'introduction des systèmes arcs ; **1**- Contre fiche ; **2** - Colonnes existantes ; **3** - Suspension ; **4** - Dispositifs de nœuds ; **5** - Bracons, **6** - Systèmes de câble.

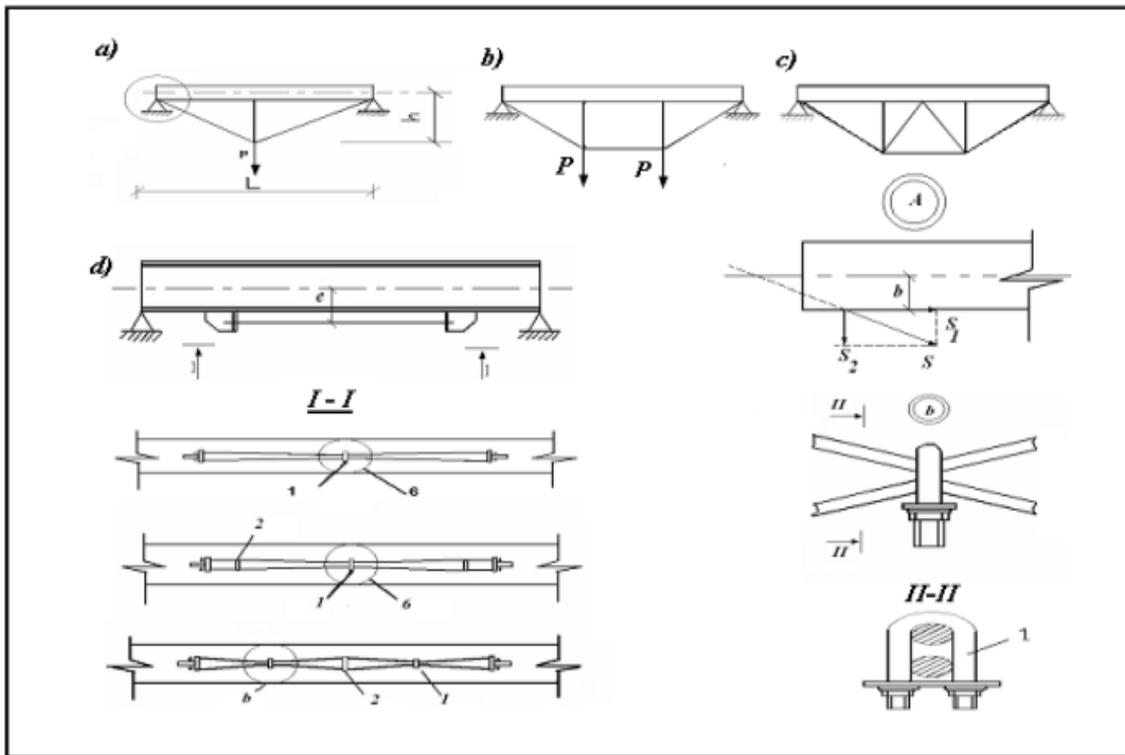
IV.5.1. Renforcement des poutres par les systèmes de câble :

La méthode de renforcement par le système de câble dans les poutres de grandes portées est plus efficace que la technique de suspension. Les complexités principales pendant le renforcement sont reliées à la réception et la transmission des efforts de distance, qui apparaissent dans les systèmes.

IV.5.2. Le renforcement des poutres par l'introduction des systèmes arcs :

Cette méthode s'adapte pour la diminution du fléchissement dans les poutres de grandes portées. Les efforts de distance apparaissant dans le système peuvent exiger le renforcement des bases.

IV.5.3. Renforcement des poutres par les systèmes des contres fiches et des retards :



Figures IV.17 : Renforcement des poutres par les systèmes : **a-** Par des contres fiches ; **d-** Les retards Sur la coupe I-I sont montrés la façon d'application simultanée des retards avec les entretoises Sur la coupe I-I sont montrés la façon d'application simultanée des retards avec les entretoises.

IV.6. Renforcement des poutres dans les planchers mixtes :

Cette méthode est basée sur la transformation des poutres composant le plancher en acier et le béton par le raccordement approprié à l'aide des appuis, qui empêchent le décalage de parquet relativement aux poutres. Structuellement ceci est accompli par la soudure à l'aille horizontale supérieure de la poutre de coins persistants Pendant le renforcement et sans déchargement préliminaire de plancher l'emplacement se fait seulement en bas de cette partie en fonction de la charge qui sera appliquée après le renforcement.

IV.7. Renforcement des poutres par une augmentation de leur section :

Lorsque l'on envisage le renforcement de poutres existantes en acier, on peut utiliser des différentes techniques:

- On peut souder des plats ou des cornières aux semelles supérieures et inférieures ;
- On peut souder des U, des I et des T sur ces semelles ;
- On peut souder des plats entre les semelles inférieures et supérieures pour réaliser une section en caisson.

Dans tous les cas les liaisons entre les matériaux nouveaux et les matériaux existants doivent être soigneusement étudiées. Si l'on réalise des assemblages par boulonnage, il faut tenir compte de la réduction de résistance des sections existantes due à la perte de matière des trous. Cette situation peut être critique. Si l'on soude, il

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

faut vérifier que la technique de soudage peut être appliquée aux matériaux existants.

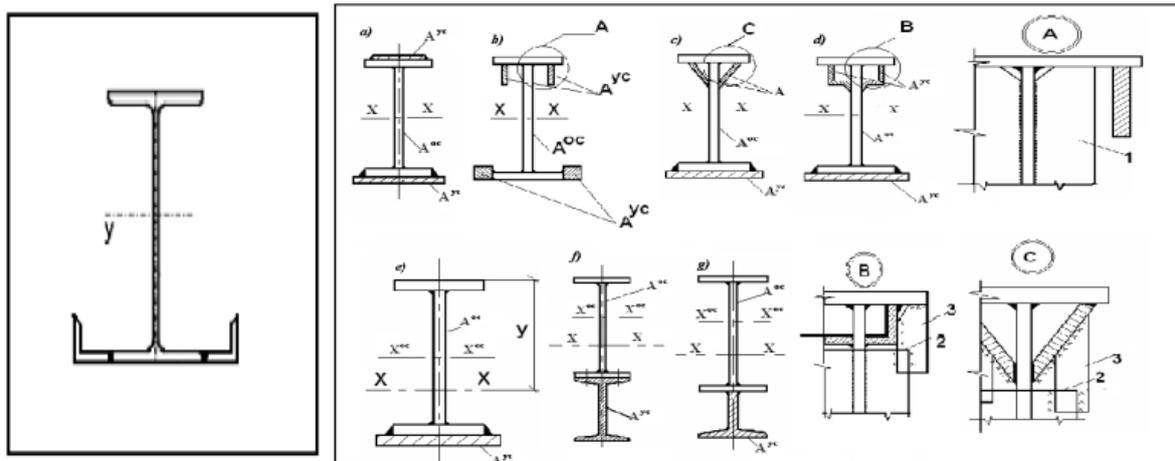


Figure IV.18 : Renforcement des poutres par une augmentation des sections. **a-d** - Diagramme du renforcement des 2 semelles ; **e-g** Idem mais sur une semelle ; **1**- Nervure de raidissage existante, **2**- Ligne de coupe du raidisseur ; **3**- Emplacement du raidisseur.

IV.8. Renforcement des âmes de poutres :

Les âmes des poutres doivent être renforcés pendant le problème d'instabilité locale (phénomène du voilement) ; c.-à-d. la déformation de l'âme sous l'action des contraintes de compression et des contraintes de cisaillement, le renforcement est effectué par addition des plaques supplémentaires qui est une solution moins efficace, puisque l'élément subit au problème du développement de contraintes internes dites résiduelles et de distorsions introduites par les opérations de soudage , la difficulté du démarrage des éléments du renforcement, le besoin de garantir la stabilité locale des couvercles, la complexité du renforcement .

Ces méthodes de renforcement sont plus acceptables structurellement et technologiquement pour l'arrangement des nervures de raidissement transversales, longitudinales ou inclinées supplémentaires.

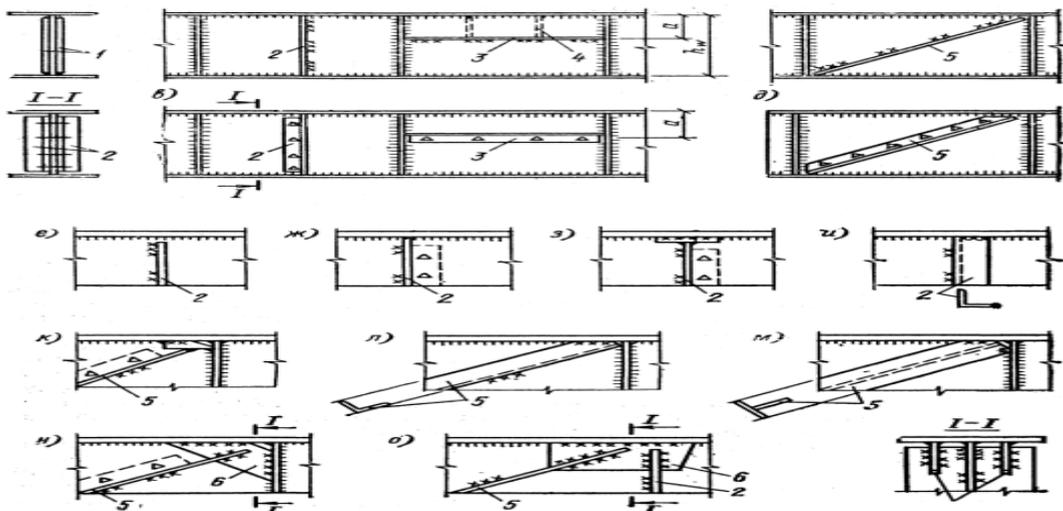


Figure IV.19 : Schémas de renforcement des amés de poutres **1**- Plats supplémentaires ; **(2-3-4-5)** - Nervures de raidissement transversales, longitudinales,

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

courtes et diagonales supplémentaires ; 6- Les plaques de jonction supplémentaires.

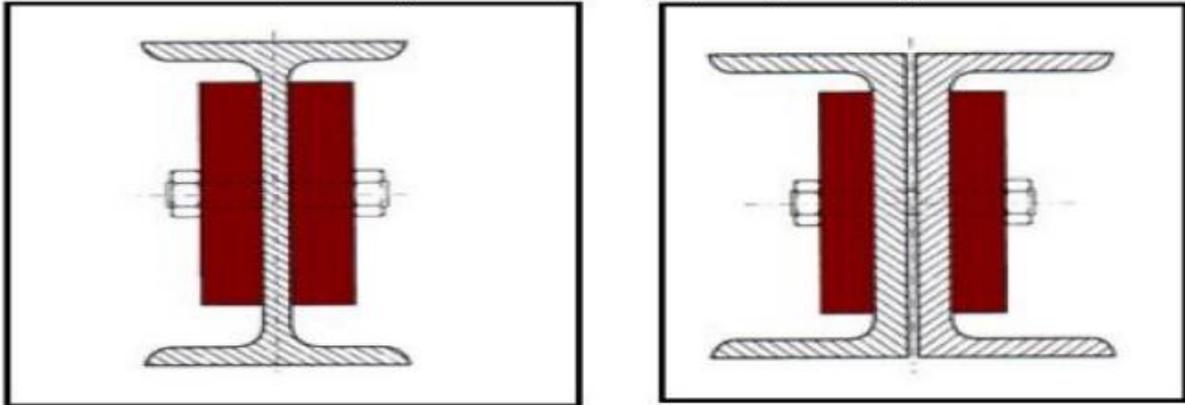


Figure IV.20 : Coupe transversale du renforcement d'amé par l'addition des plats boulonnés.



Figure IV.21 : Le renforcement des éléments par une augmentation des sections.

L'installation des nervures longitudinales ou transversales, en effet ne réduit pas la valeur des efforts de cisaillement dans l'amé et, ainsi, elle n'augmente pas la capacité portante des poutres au cisaillement. L'établissement (en diagonale) des nervures de raidissement inclinées est la méthode efficace pour l'augmentation de la rigidité et de la portance au cisaillement. La nature du travail de tels éléments dépend de leur conception.

L'application des éléments inclinés est possible, et sont de premier type s'ils ne sont pas reliés aux ailes horizontales ou de deuxième type si ils relient aux ailes. Les éléments de premier type peuvent servir seulement à augmenter la stabilité locale de

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

l'amé. L'élément de deuxième type en combinaison avec les nervures transversales existantes forment l'armature et permettent de réduire considérablement les efforts de cisaillement dans l'amé.

IV.9. Renforcement des fermes :

IV.9.1. Renforcement par un changement des concepts de construction :

Les concepts de base de renforcement des fermes sont analogues aux diagrammes ci-dessous de renforcement des constructions de poutre.

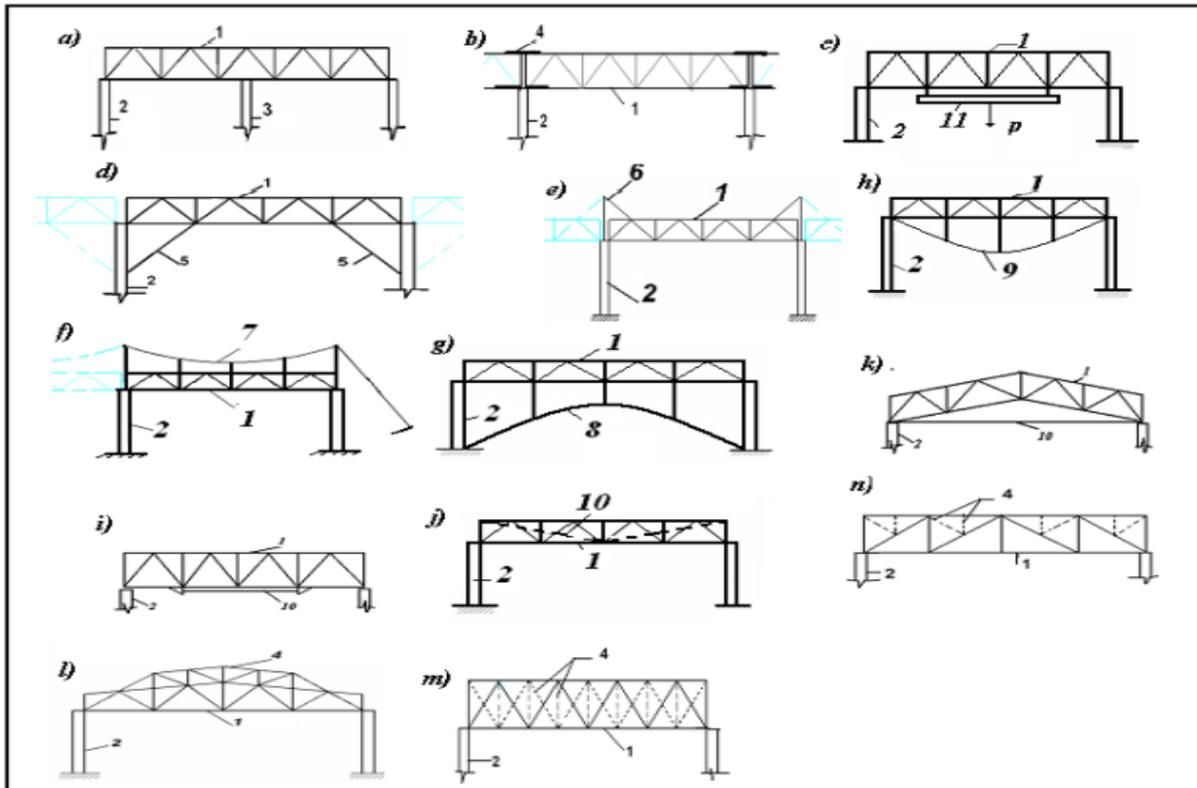


Figure IV.22 : Diagrammes de renforcement des fermes 1- Fermes existantes ; 2- Les colonnes existantes 3- Les colonnes supplémentaires ; 4- Eléments du renforcement ; 5- Contrefiches ; 6- Suspension ; 7- Systèmes de câble ; 8- Systèmes arques ; 9- Systèmes de contrefiche ; 10- Retard ; 11- Les poutres de distribution.

Ainsi, le renforcement des fermes peut être accompli par leur transformation en des systèmes statiquement indéterminés (ou l'augmentation du degré d'hyperstatique) dus à l'ajout des appuis supplémentaires (Schéma **Figure IV.22.a.**) ou par l'association au niveau des extrémités (appuis) – d'éléments de renforcement des fermes (Schéma b),

L'introduction des contrefiches (Schéma (d)) ou suspensions (Schéma (e)),

Le renforcement des systèmes de câble de soutien (Schéma (f)),

L'installation des systèmes arqués de soutien (Schéma (g)),

Comme pendant le renforcement des poutres de constructions, il est possible d'installer des distributeurs spéciaux (Schéma h).

Les méthodes utilisées pour la redistribution des efforts supplémentaire sont analogues à celles présentées ci-dessus.

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

Les méthodes énumérées, pour le renforcement commun de barres composantes les fermes à treillis exigent simultanément le raidissement local de leurs éléments séparément et raccords nœuds en raison de la redistribution des efforts dans les constructions.

IV.10. Renforcements nœuds des fermes :

Le renforcement des fermes par le soudage au niveau des nœuds est effectué par l'une des méthodes suivantes :

- 1) par une augmentation de la longueur de soudure existante sans introduction des éléments complémentaires ;
- 2) par une augmentation de l'épaisseur du cordon de soudure dans la fusion du métal d'apport ;
- 3) par l'introduction des éléments complémentaires près des unités (crapaudines) ;
- 4) par une augmentation de la longueur de soudure pour le développement des plaques de jonction.

La première méthode est la plus préférable ; cependant, son application seulement n'est possible que quand les soudures existantes ne sont pas situées en bas du bord des plaques de jonction et il n'y a pas un endroit pour l'application des soudures d'angle longitudinales supplémentaires.

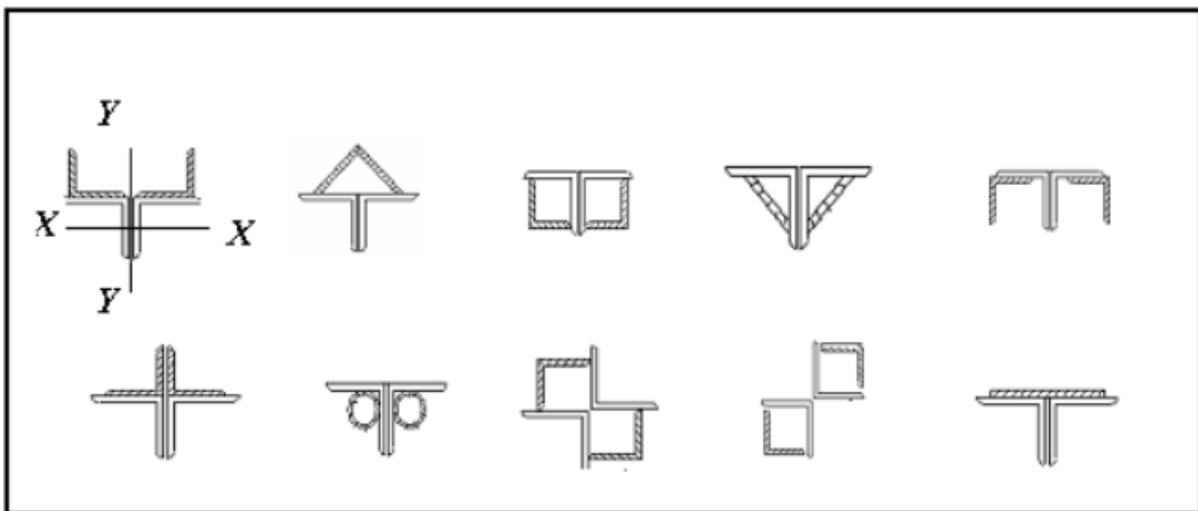


Figure IV.23 : Renforcement des éléments constituant les fermes.

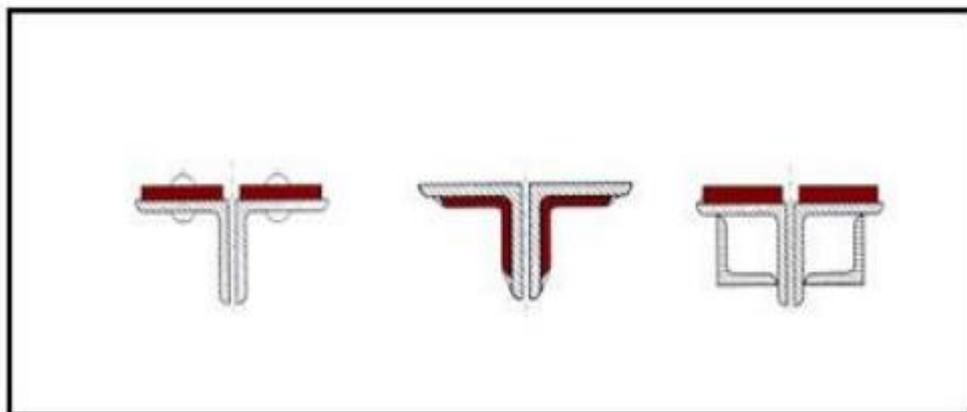


Figure IV.24 : Renforcement des cornières.

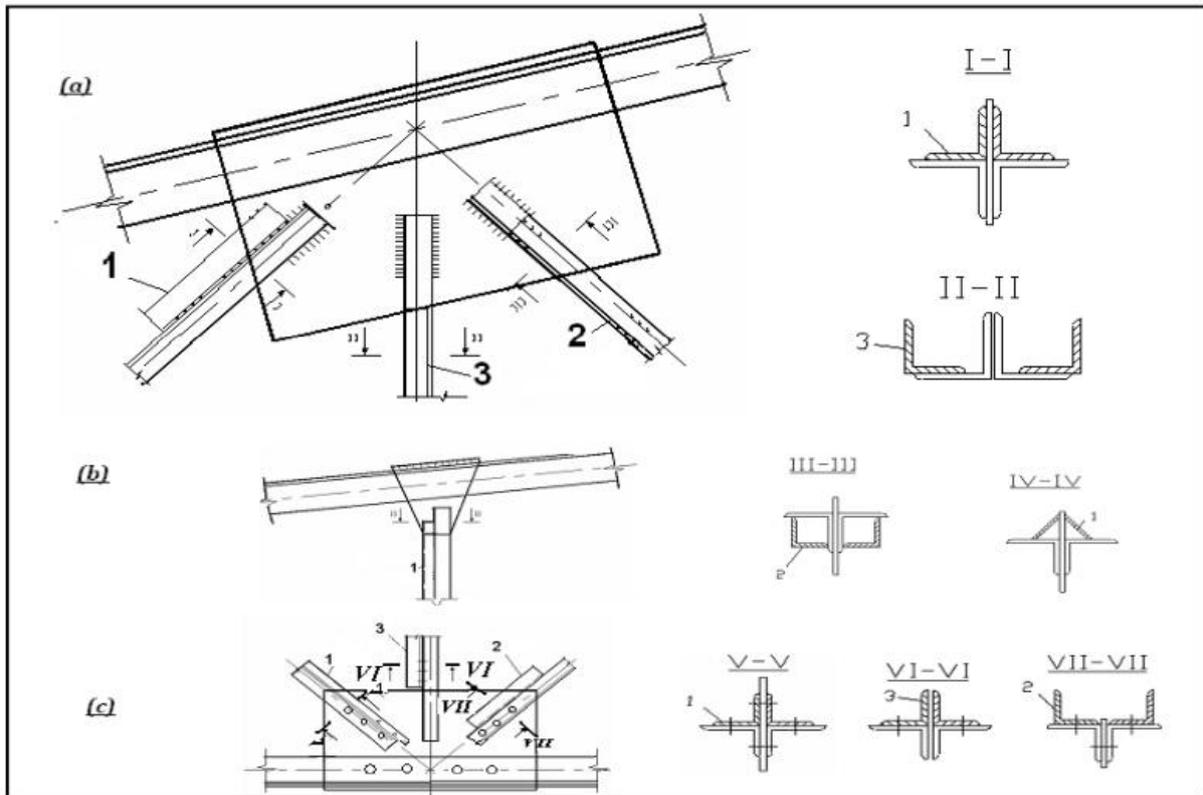


Figure IV.25 : Nœuds de liaison à la ferme d'éléments supplémentaires et leurs renforcements **a, b, c** fermes soudées ; **b, c** avec des rivets.

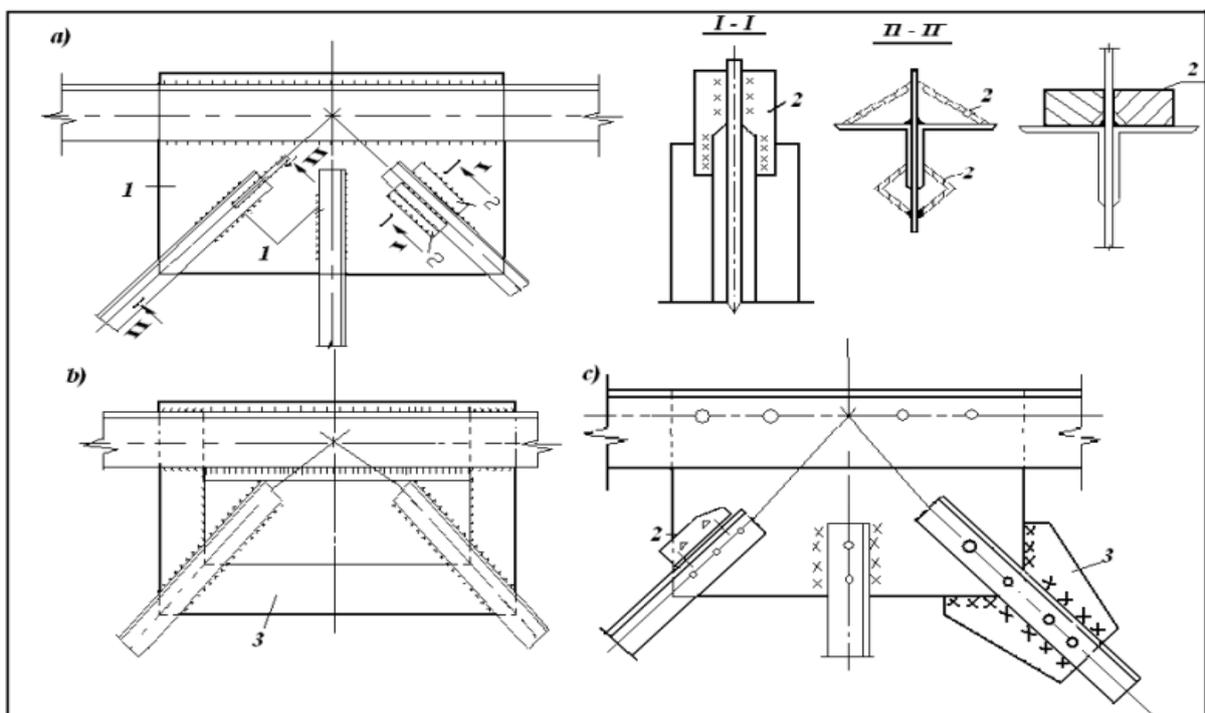


Figure IV.26 : Diagrammes de renforcement des nœuds **a, b, c** fermes soudées ; **b, c** avec des rivets ; 1-Soudures supplémentaires ; 2- Raidisseurs ; 3-Goussets supplémentaires.

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

On permet l'application des soudures d'angle transversales supplémentaires, qui coupent la section des plaques de jonction, seulement après le déchargement préliminaire des constructions.

Les méthodes restantes s'adaptent avec l'impossibilité d'employer la première méthode. Avec l'installation en vue du renforcement des éléments (raidisseurs) supplémentaire ces derniers devraient être placés afin d'éviter des excentricités significatives. L'application des plaques de jonction est l'une des méthodes les plus fiables.

Les nœuds des fermes rivetées peuvent être renforcées par les méthodes suivantes (**Figure IV.26, c**) :

- 1) En plaçant les boulons supplémentaires sans introduction des éléments complémentaires près des nœuds ;
- 2) En plaçant les éléments complémentaires (raidisseurs) ;
- 3) Par le remplacement des rivets par les boulons de haute résistance ;
- 4) Par l'attache des éléments à l'aide de la soudure ;
- 5) Par le développement de la plaque de jonction avec l'application de la soudure et des boulons de haute résistance.

La première méthode est possible avec la présence de l'endroit pour des distributions des boulons supplémentaires. Son inconvénient est le fait qu'avec le serrage du paquet (le processus de la tension des boulons) peut se produire un affaiblissement des rivets existants, qui exigeront leur remplacement. La deuxième méthode est reliée à la naissance des excentricités supplémentaires et pour la transmission indirecte des efforts. Son efficacité peut être augmentée par l'attache des raidisseurs à l'aide des boulons de haute résistance. Le remplacement des rivets par des boulons de haute résistance est possible seulement après le déchargement des constructions et nécessite un travail volumineux, quand il n'y a pas de possibilités d'employer d'autres méthodes de renforcement.

Les pièces de raccords par rivet et par les soudures d'angle longitudinales est la méthode efficace de renforcement et s'adapte dans les cas quand le matériel et les conditions pour le travail des constructions permet l'application de la soudure.

IV.11. Le Renforcement des colonnes :

IV.11.1. Le renforcement par la diminution de la longueur de flambement :

Cette méthode est la plus efficace de renforcer les colonnes comprimées (poteaux) de grande ou moyenne flexibilité. La diminution de la longueur du flambement calculée peut être effectuée par l'arrangement des contraintes supplémentaires, entretoises (Schéma a et b), contrefiches (Schéma c) ou de changement des conditions de l'ancrage des poteaux (par la transformation des bases articulées en bases rigides et ainsi de suite).

IV.11.2. Le renforcement par l'introduction des contreventements et des tirants :

La méthode raisonnable pour régler le problème d'instabilité élastique dans les colonnes est effectuée par l'introduction des contreventements à mi porté du poteau afin de diminuer la longueur de flambement , ou bien par l'emplacement des tirants Par le choix de la valeur de l'effort préliminaire des renforts et du type de leur rigidité, il est possible d'exclure l'introduction des appuis supplémentaires. La valeur de l'effort préliminaire est normalisée par des états de force des colonnes.

IV.11.3. Le renforcement par les tubes télescopiques :

Les tubes télescopiques forment des constructions complexes précontraintes du type « tube dans un tube », où le tube interne est comprimé, et l'externe est tendu. L'effort de précontrainte des tubes est accompli par une méthode mécanique ou thermique. Le tube externe est coupé après l'installation des tubes télescopiques et leurs réglages se fait aux extrémités et aux bases des colonnes existantes, et l'effort de la précontrainte du tube interne est transférée comme « anti-charge » sur la colonne comprimée renforcée.



Figure IV.27.a : Renforcement des colonnes.

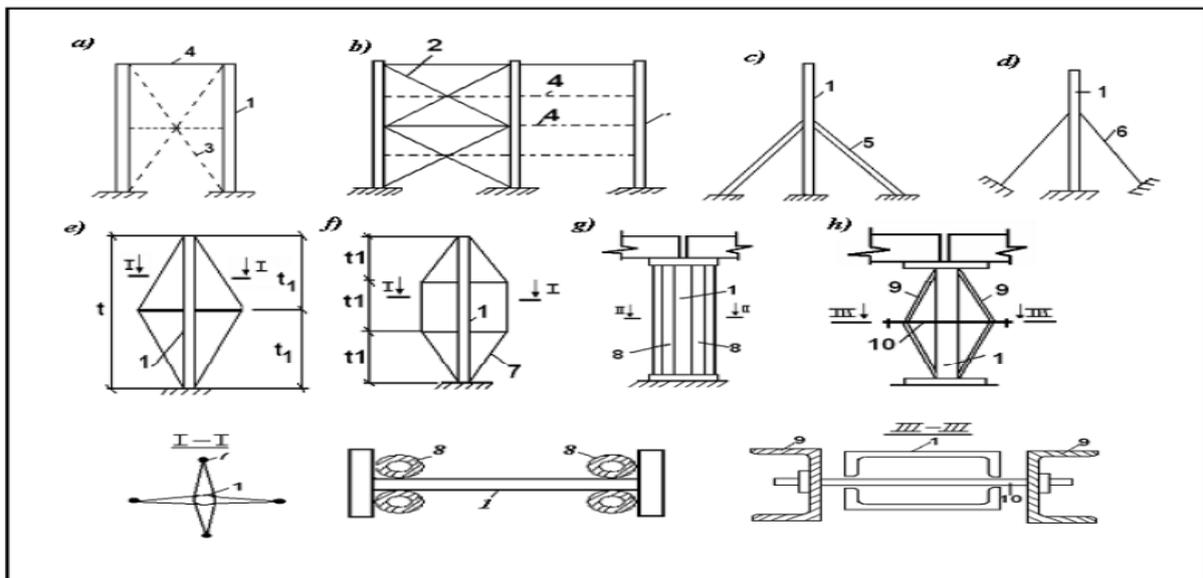


Figure IV.27.b : Renforcement des colonnes. **1**-Colonne existantes ; **2**- Liaisons existantes; **3**-Diagonales de liaison supplémentaires;**4**-Barres supplémentaires;**5**-Barre inclinée ; **6**-Tendeur ; **7**-Tendeur suspendu; **8**-Tube télescopique ; **9**- Élément de Précontrainte; **10**-Boulon de tension.

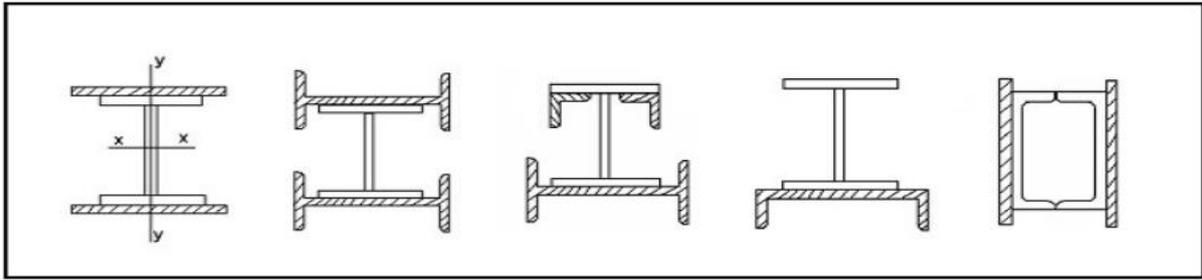
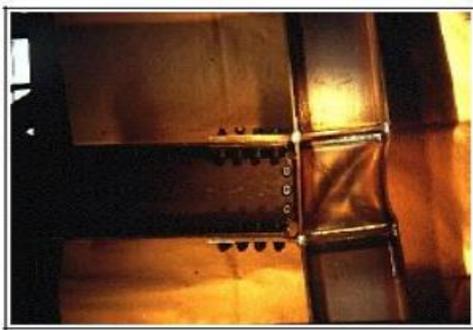
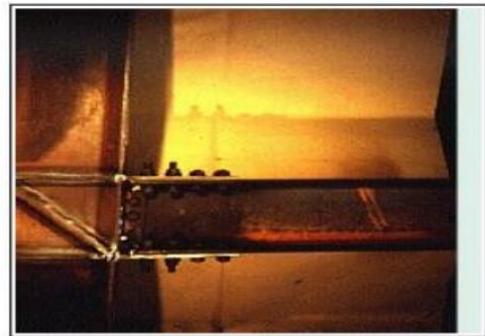


Figure IV.28 : Le renforcement des profilés par l'augmentation de section.

L'introduction d'un plat diagonal pour raidir le panneau central d'âme du poteau réduit l'énergie dissipée et augmente la résistance mais la rupture survient à la charge maximale.



1- Etat avant renforcement



2- Etat après renforcement

Figure IV.29 : 1- Etat avant renforcement ; 2- Etat après renforcement.

IV.12. Le renforcement des éléments par l'augmentation de leurs sections :

Cette méthode sert à augmenter la portance des colonnes en leur soudant des éléments complémentaires. Selon les conditions de chargement et l'introduction des considérations constructives, il est possible d'utiliser des diagrammes symétriques ou asymétriques de l'augmentation des sections. Relativement au plan de l'action des moments, le renforcement devrait toujours être projeté en symétrique.

IV.13. Le renforcement des constructions métalliques :

Les méthodes de base de renforcer des constructions d'armature sont reliées pour une augmentation de la rigidité de leurs éléments, augmentation de la connexion du système des armatures, redistribution des efforts dans les armatures séparées et dans le système dans son ensemble. Le règlement supplémentaire des efforts peut être accompli par un effort préliminaire des éléments du renforcement, par un choix de l'intensité et de distribution des charges initiales, avec lesquelles est produit le renforcement, jusque ce que commence le processus des contraintes supplémentaires et ainsi de suite. Quelques méthodes de base de renforcement des constructions des corps d'armature des bâtiments industriels à un niveau.

IV.13.1. Renforcement des armatures par les charnières fermantes :

Les schémas de renforcement avec les charnières principales fermantes permettent de diminuer considérablement les moments de flexion dans la barre de traverse. Les charnières fermantes de soutien est habituellement inopportune, à cause de l'effet insignifiant de la redistribution des efforts et la complexité de conception.

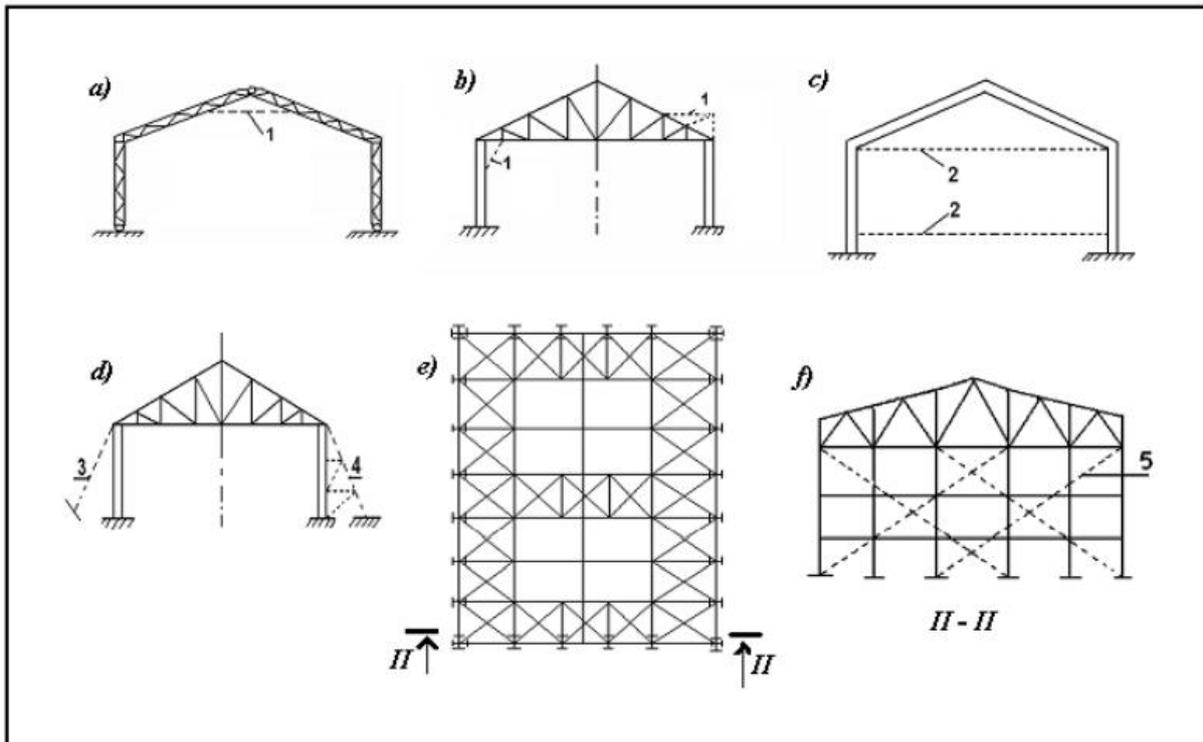


Figure IV.30 : Renforcement des constructions métalliques 1- Eléments supplémentaires ; 2- Tirants ; 3-Tirants ; 4-Contreforts ; 5- Eléments supplémentaires de liaison.

IV.13.2. Renforcement des hangars par l'introduction des tirants :

Dans les constructions les tirants peuvent être placés au niveau des nœuds de liaison. L'arrangement des tirants contre le niveau des charnières de soutien est irréaliste, depuis décharger la partie moyenne de la barre de traverse est relié pour la croissance simultanée des efforts avant des compteurs et des unités de l'armature. Les tirants, situés au niveau de l'aile horizontale inférieure de la barre de la traverse, sont avantageux avec son contour dédommagé et permettent de diminuer considérablement les moments de flexion dues aux charges verticales.

IV.13.3. Renforcement des hangars par le dispositif des types et des systèmes de contreforts :

Le dispositif des tirants et des contreforts est une méthode utilisée pour l'amélioration de la rigidité latérale des structures et permet de diminuer les moments de flexion dans les montants dues aux charges horizontales et verticales dans les colonnes, et pour assurer également leurs stabilités. Il est possible d'exclure (ou diminuer brusquement) le déplacement horizontal en tête des colonnes par le choix de la valeur de la précontrainte.

Une augmentation de la rigidité de la structure du bâtiment industriel peut être accomplie en renforçant toutes les éléments ou seulement des éléments séparés.

IV.13.4. Redistribution des efforts dans les structures par une augmentation de la rigidité des disques liés horizontalement :

Une augmentation de la rigidité des disques liés permet d'assurer le travail tridimensionnel de la structure du bâtiment dû à l'association des rames séparées dans le système tridimensionnel. Cette méthode de renforcement mène au

CHAPITRE IV: Risque, normes et renforcements

déchargement des rames séparées sous l'influence des charges concentrées (par exemple, grue) sur elles en conséquence la redistribution d'une partie des charges aux rames adjacentes. La création des disques liés rigides (ou une augmentation de la rigidité de ceux existants) est réalisée en plaçant des diagonales et entretoises supplémentaires dans le plan des ailes horizontales inférieures (barres de traverse), qui forment l'armature horizontale rigide de la poutre.

Une augmentation de la rigidité des disques liés peut être employée comme méthode indépendante de renforcement (avec de petite surcharge des montants de la rame) ou en combinaison avec d'autres méthodes, avec l'augmentation de la rigidité latérale des rames indépendantes de la structure ou de la création des disques rigides d'extrémité.

IV.13.5. Renforcement des rames de structure par la création des extrémités rigides du bâtiment :

Cette méthode de renforcement peut être employée en étudiant le développement du système de contreventement du système horizontal sur les ailes horizontales inférieures des barres de traverse des armatures. La création des extrémités rigides du bâtiment est réalisée par une augmentation de la rigidité des cadres d'extrémité par le découplage de leurs barres diagonales. Une méthode semblable peut être employée pendant le renforcement des rames de constructions de bâtiments de petite ampleur, et elle est efficace pour les hauts bâtiments.

**CHAPITRE V:
Cas étudié «Structure
métallique étagée
(R+4)»**

Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

V.1. PRESENTATION DU PROJET :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique ; le bâtiment traité dans cette partie est un immeuble de quatre étages (R+4) destiné à un institut de formation situé en zone de sismicité forte (5).

Les salles de formation sont situées aux deux premiers étages, tandis que les deux étages supérieurs sont occupés par des bureaux.

Le maître d'ouvrage spécifie que la catégorie d'importance de l'ouvrage est (III).

L'ouvrage est situé à une commune quelconque (pour l'étude). La structure est d'une surface de 756m^2 , soit un bâtiment d'une longueur de 36.00 m et d'une largeur de 21.00 m est constitué à partir d'un trame rectangle de dimensions 7x6 m avec un espacement entre portiques de 7,00 m ce qui fait le total de sept (7) portiques.

•LES DONNEES GEOMETRIQUES:

- La hauteur totale:..... $H_T=16,60$ m.
- La hauteur de niveau 1 (RDC) :..... $H_1=3,80$ m.
- La hauteur des niveaux 2 à 4 :..... $H_2=3,20$ m.
- La longueur de la structure :..... $L_1= 36$ m.
- La largeur de la structure :..... $L_2=21$ m.

Pour notre étude on choisit trois variantes : une sans palée de contreventement et les deux autres avec palées de contreventement :

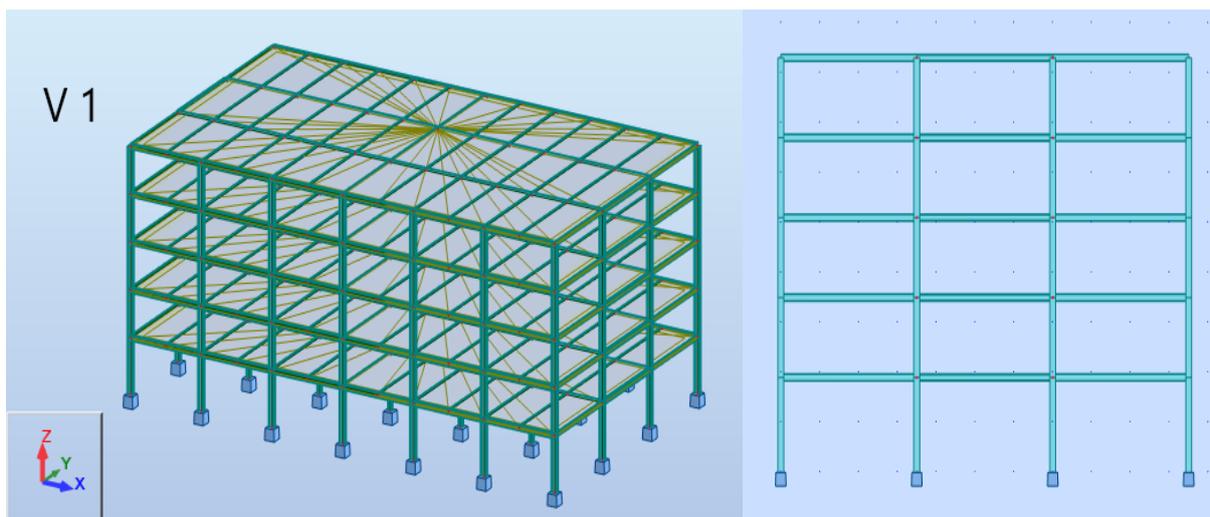


Figure V.1 : Perspective de 1^{ère} V et vue selon Y : sans contreventements.

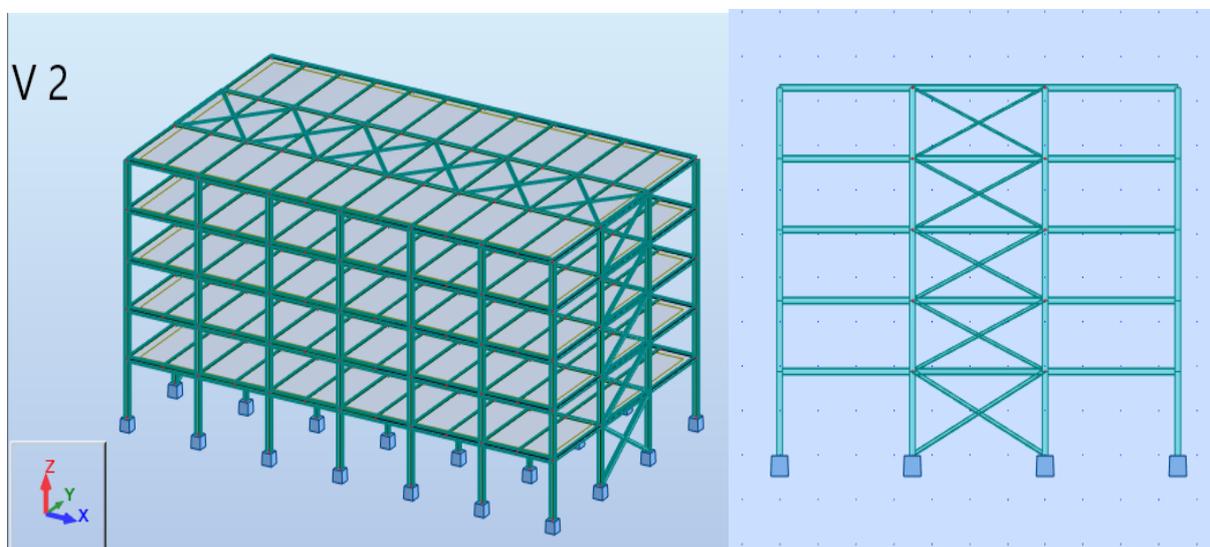


Figure V.2 : Perspective de 2^{ème} V et vue selon Y : avec contreventements.

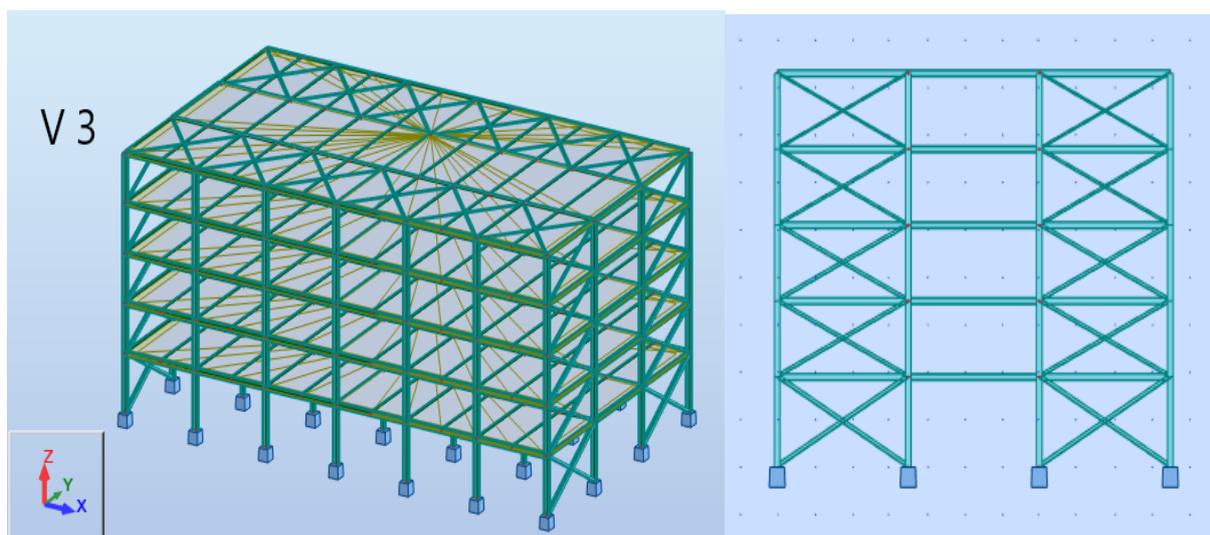


Figure V.3 : Perspective de 3^{ème} V et vue selon Y : avec contreventements.

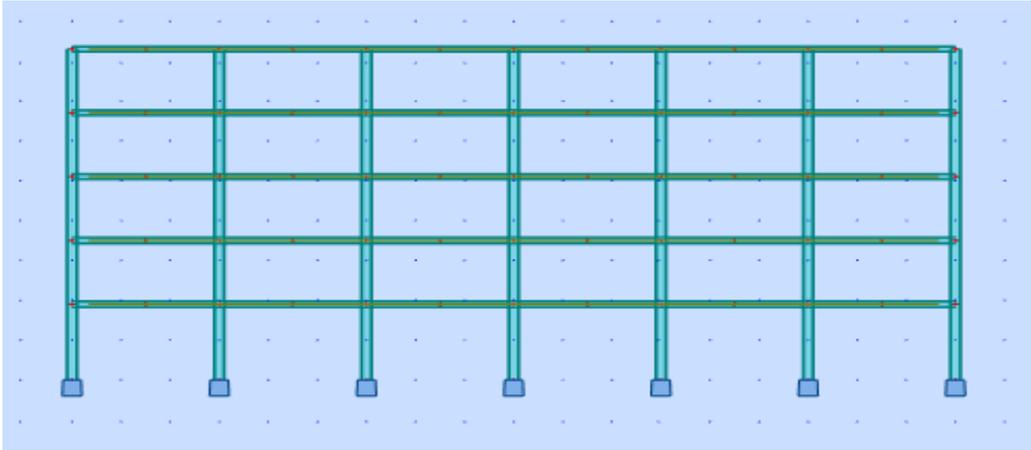


Figure V.4 : Vue longitudinale des trois variantes

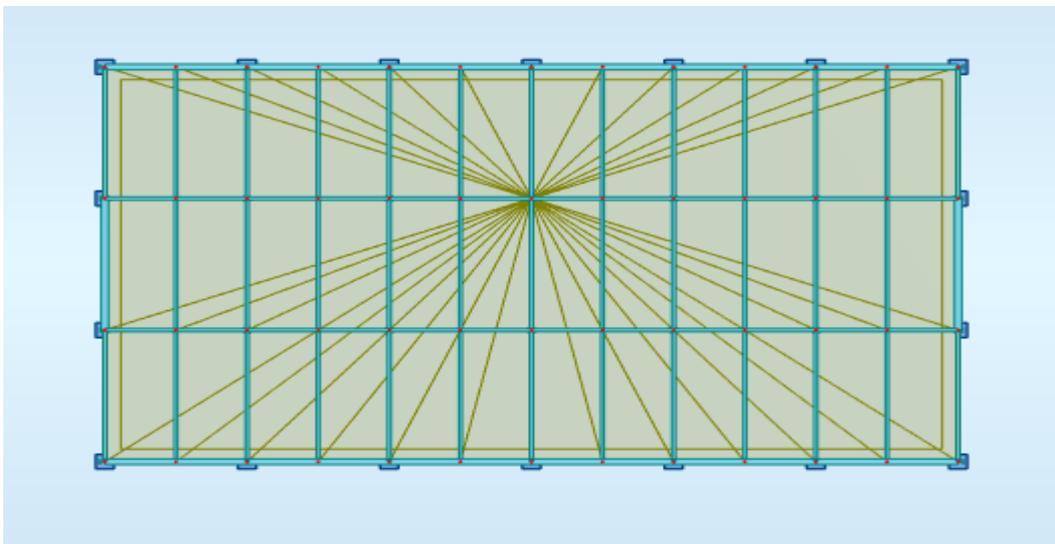


Figure V.5 : Vue en plan de 1^{ère} V (toiture ; sans contreventements).

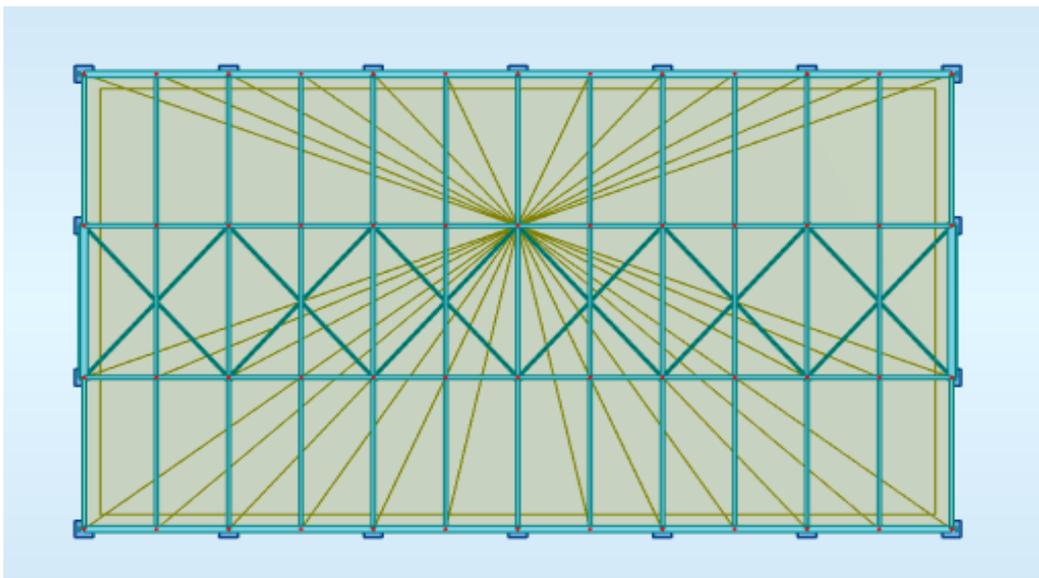


Figure V.6 : Vue en plan de 2^{ème} V (toiture ; avec contreventements).

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

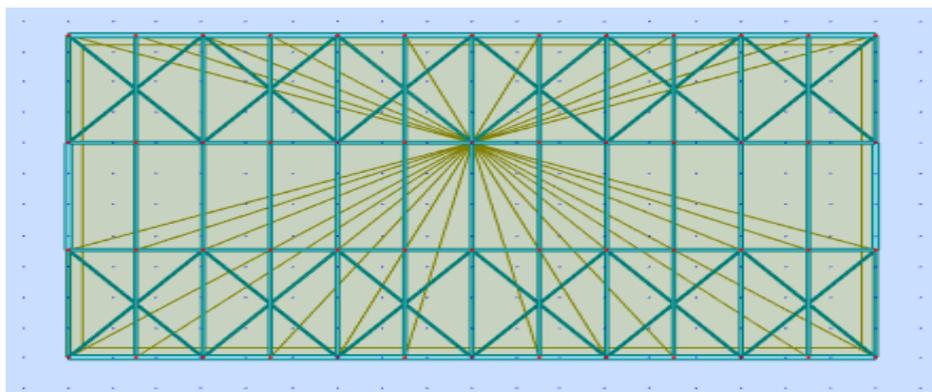


Figure V.7 : Vue en plan de 3^{ème} V (toiture ; avec contreventements).

V.2. Classement des bâtiments :

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptible à solliciter notre structure, pour ce faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des méthodes de calcul préconisées par le « l'EC 8 ».

Categories d'importance	Coefficient d'importance γ_1	Bâtiments
I	0.8	- les bâtiments dont est exclue toute activité humaine nécessitant un séjour de longue durée et non visés par les autres catégories ; exemple : Hangar agricole.
II	1.0	- les maisons individuelles ; - les bâtiments d'habitation collective, de bureaux et de commerce non visés par la catégorie III ; - les bâtiments industriels non visés par la catégorie III ; - les parcs de stationnement ouverts au public ; - les ERP des 4 ^e et 5 ^e catégories.
III	1.2	- les bâtiments d'habitation collective ou de bureaux dont la hauteur dépasse 28 m ; - les ERP des 1 ^{re} , 2 ^e et 3 ^e catégories ; - les bâtiments pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes (notamment commerces, bureaux, bâtiments industriels) ; - les établissements scolaires ; - les bâtiments des centres de production collective d'énergie.
IV	1.4	- les bâtiments abritant les moyens opérationnels de secours ou de la défense (hommes et/ou matériel) ; - les bâtiments assurant le maintien des communications (tours hertziennes, centres vitaux des réseaux de télécommunication, etc.) ; - les bâtiments assurant le contrôle de la circulation aérienne ; - les établissements de santé ;

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

		<ul style="list-style-type: none"> - les bâtiments de distribution ou de stockage de l'eau potable ; - les bâtiments des centres de distribution publique de l'énergie; - les bâtiments des centres météorologiques.
--	--	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tableau V.1. : Définition des catégories d'importance [Réf: document l'EC8 Tableau 1.1 page 5].

V.3. Zonage sismique du territoire :

Zone	Sismicité	a_{gr} (m/s ²)
1	très faible	0.4
2	faible	0.7
3	modérée	1.1
4	moyenne	1.6
5	forte	3.0

Tableau V.2. : Zones de sismicité et accélérations a_{gr} [Réf: document l'EC8 Tableau 1.2 page 6].

V.4. Accélérations du sol et spectres de calcul des composantes horizontales de l'action sismique :

Accélération de calcul $a_g = \gamma_i a_{gr}$ (m/s ²) pour un sol de classe A				
Zone de sismicité	Catégorie d'importance			
	I	II	III	IV
1				
2		0,70	0,84	0,98
3		1,10	1,32	1,54
4		1,60	1,92	2,24
5		3,00	3,60	4,20

Classe de sol	Zones de sismicité 1 à 4				Zone de sismicité 5			
	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,03	0,20	2,50	1,00	0,15	0,40	2,0
B	1,35	0,05	0,25	2,50	1,20	0,15	0,50	2,0
C	1,50	0,06	0,40	2,00	1,15	0,20	0,60	2,0
D	1,60	0,10	0,60	1,50	1,35	0,20	0,80	2,0
E	1,80	0,08	0,45	1,25	1,40	0,15	0,50	2,0

Tableau V.3: Accélérations a_g pour un sol de classe A [Réf: document l'EC8 Tableau 1.4 page 9].

Tableau V.4: Paramètres du spectre de réponse pour les directions horizontales de l'action sismique, en fonction de la nature du sol [Réf: document l'EC8 Tableau 1.5 page 9].

V.5: Traitement de la composante verticale de l'action sismique:

Zones de sismicité	a_{vg}/a_g	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
1 à 4	0.8	1.0	0.03	0.20	2.5
5	0.9	1.0	0.15	0.40	2.0

Tableau V.5 : Paramètres du spectre de réponse pour la direction verticale de l'action sismique [Réf: document l'EC8 Tableau 1.6 page 9].

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

V.6. Spectres de calcul :

A partir du type de spectre, de la classe de sol et de la valeur du coefficient de comportement, le spectre de calcul $S_d(T)$, défini par les relations suivantes, est déterminé (cf. les paragraphes 3.2.2.2 et 3.2.2.5 de l'EN 1998-1 et la Figure V.8 ci-après) :

- $0 \leq T \leq T_B$: $S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$;
- $T_B \leq T \leq T_c$: $S_d(T) = 2.5 a_g S / q$;
- $T_c \leq T \leq T_D$: $S_d(T) = \max \left(\beta a_g ; a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_c}{T} \right] \right)$;
- $T_D \leq T$: $S_d(T) = \max \left(\beta a_g ; a_g S \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_c T_D}{T} \right] \right)$;

Où :

- S , T_B , T_c et T_D sont les paramètres définissant le spectre (cf. le paragraphe 4.5.1 de l'EC8) ;
- a_g , est l'accélération de calcul pour un sol de classe A (cf. le paragraphe 4.5.3 de l'EC8) ;
- q est le coefficient de comportement ;
- β est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre horizontal, pour les bâtiments, $\beta = 0.2$, d'après l'Annexe Nationale de l'EN 1998-1.

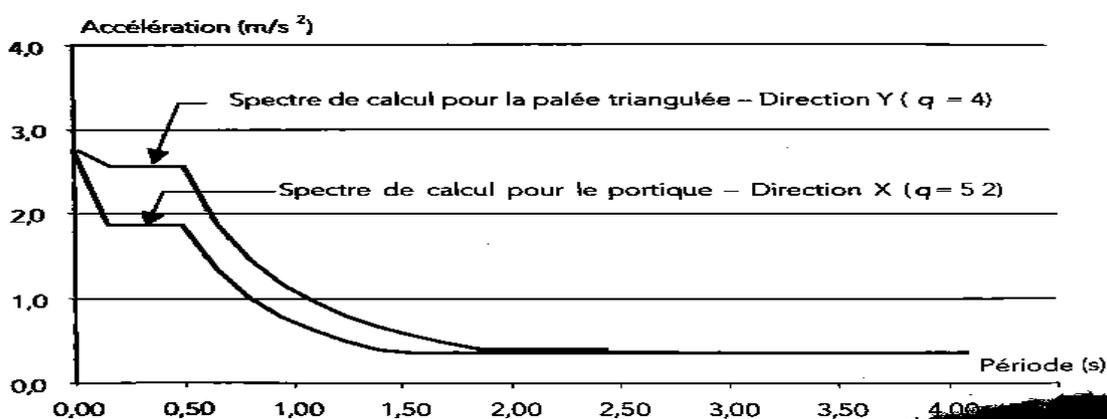


Figure V.8 : Spectre de calcul [Réf: document l'EC8 figure 4.12 page 66].

V.7. Masses et chargements :

V.7.1. bilan des masses permanentes :

V.7.1.a. 1^{ère} variante : sans contreventements :

Niveaux	1	2	3	4	5	Total
Poteaux (Kg)	20895,04	19340,74	19323,54	19323,54	11839,48	90755,34
Poutres (Kg)	28058,92	28066,28	26342,15	26342,15	32279,53	141089,03
Solives (Kg)	6298,84	6300,49	6294,89	6294,89	7713,72	32902,83
Dalle+Bac (Kg)	277407,47	277489,32	277233,6	277233,6	38355,53	1147719,52
Faux plafond (Kg)	13422,94	13426,46	13414,52	13414,52	16438,08	70116,52

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

Diagonales (Kg)	/	/	/	/	/	/
Total (Kg)	472300,32	467274,21	464806,79	464806,79	158448,96	1607090,07

Tableau V.6.a : Bilan des masses permanentes (1^{ère} variante : sans contreventements).

V.7.1.b. 2^{ème} variante : avec contreventements :

Niveaux	1	2	3	4	5	Total
Poteaux (Kg)	21169,14	19502,11	19463,59	19456,31	12341,22	91932,37
Poutres (Kg)	28426,98	28300,45	26533,07	26593,15	33647,49	143501,14
Solives (Kg)	6381,46	6353,06	6340,51	6338,14	8040,62	33453,79
Dalle+Bac (Kg)	281046,04	279795,46	279242,86	279138,45	39980,99	1159203,8
Faux plafond (Kg)	13599,01	13548,5	13511,75	13506,69	17134,71	71300,66
Diagonales (Kg)	3084,12	2675,55	2298,66	1767,54	281,34	10107,21
Total (Kg)	478495,77	471172,89	468175,52	467470,20	165163,81	2050478,19

Tableau V.6.b : Bilan des masses permanentes (2^{ème} V : avec contreventements).

V.7.1.c. 3^{ème} variante : avec contreventements :

Niveaux	1	2	3	4	5	Total
Poteaux (Kg)	21443,23	19663,48	19603,64	19602,41	12842,96	93155,72
Poutres (Kg)	28795,05	28534,62	26723,99	26722,31	35015,45	145790,14
Solives (Kg)	6464,09	6405,62	6386,13	6385,73	8367,51	34009,08
Dalle+Bac (Kg)	248685,31	282110,60	281252,14	281234,45	41606,44	1134888,94
Faux plafond (Kg)	13755,09	13650,51	13608,97	13608,11	17831,35	72454,03
Diagonales (Kg)	3124,05	2679,54	2315,2	1780,81	292,78	10192,38
Total (Kg)	484691,21	475071,57	471544,25	470133,62	171878,66	2073319,31

Tableau V.6.c Bilan des masses permanentes (3^{ème} V : avec contreventements).

V.7.2. bilan des charges :

Niveaux	Charge permanente [G] (KN/m ²)	Charge d'exploitation [Q] (KN/m ²)
1	3,25	2,5
2	3,25	2,5
3	3,25	2,5
4	3,25	2,5
5	0,5	0,8

Tableau V.7. Bilan des charges.

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

V.7.3. La masse à considérer pour le calcul sismique :

Les masses à considérer dans le calcul des charges sismiques sont d'une part les masses permanentes de la structure et d'autre part une fraction Ψ_E des masses associées aux charges gravitaires variables. Le coefficient Ψ_E est défini par la relation suivante : $\Psi_E = \phi \Psi_2$. La valeur de ϕ est défini par de l' paragraphe 4.2.4(2) de l'annexe de l'EN 1998-1 :

Type d'actions variables	ϕ	Ψ_2	Ψ
Niveau 1 et 2 – Salles de formation – Catégorie C	0,8	0,6	0,48
Niveau 3 à 5 – Bureaux – Catégorie B	0,8	0,3	0,24
Toiture – Niveau 6 – Catégorie H	1,0	0,0	0,0
Charges dues à la neige – Altitude < 1 000 m	1,0	0,0	0,0
Charges dues à la neige – Altitude > 1 000 m	1,0	0,2	0,20

Tableau V.8 : Coefficient de combinaison Ψ_E [Réf : document l'EC8 Tableau 4.1 page 55].

Les masses associées aux actions variables sont donc :

Selon la relation précédente : $\Psi_E = \phi \Psi_2$, on a :

Pour le niveau 1 et 2 : $\Psi_E = 0,8 \times 0,6$, $\Psi_E = 0,48$.

Pour le niveau 3 à 5 : $\Psi_E = 0,8 \times 0,3$, $\Psi_E = 0,24$.

Pour le niveau 6 (toiture) : $\Psi_E = 1 \times 0$, $\Psi_E = 0$.

$$m_E = m_G + \Psi_E m_Q$$

1^{ère} variante : sans contreventements :

Niveaux	m_G (Kg)	m_Q (Kg)	Ψ_E	m_E (Kg)
1	430803,79	189000	0.48	521523,79
2	428290,74	189000	0.48	519010,74
3	427057,02	189000	0.24	472417,02
4	427057,02	189000	0.24	472417,02
5	120699,19	1120	0	120699,19
Total :				2299797,07 Kg

Tableau V.9.a : Masses à prendre en compte dans le calcul des efforts de l'action sismique de 1^{ère} variante.

2^{ème} variante : avec contreventements :

Niveaux	m_G (Kg)	m_Q (Kg)	Ψ_E	m_E (Kg)
1	433901,51	189000	0.48	524621,51
2	430240,07	189000	0.48	520960,07
3	428741,39	189000	0.24	474101,39
4	428388,73	189000	0.24	473748,73
5	124056,62	1120	0	124056,62
Total :				2326958,21 Kg

Tableau V.9.b : Masses à prendre en compte dans le calcul des efforts de l'action sismique de 2^{ème} variante.

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

3^{ème} variante : avec contreventements :

Niveaux	m_G (Kg)	m_Q (Kg)	Ψ_E	m_E (Kg)
1	436999,23	189000	0.48	527719,23
2	432189,41	189000	0.48	522909,41
3	430425,75	189000	0.24	475785,75
4	429720,44	189000	0.24	475080,44
5	127414,04	1120	0	127414,04
Total :				2345479,31 Kg

Tableau V.9.c : Masses à prendre en compte dans le calcul des efforts de l'action sismique de 3^{ème} variante.

Dans le cas de bâtiment étudié, les valeurs de Ψ_E à considérer sont données dans le **Tableau V.8**, en considérant que toutes les salles sont à occupation corrélées. Les masses à prendre en compte dans le calcul sismique peuvent ensuite être calculées dans le **Tableau V.9.a, b, c**.

V.8. Etude d'un portique standard :

Pour un portique standard, le séisme n'a d'effets que dans la direction transversale. Selon le sens de l'excitation sismique.

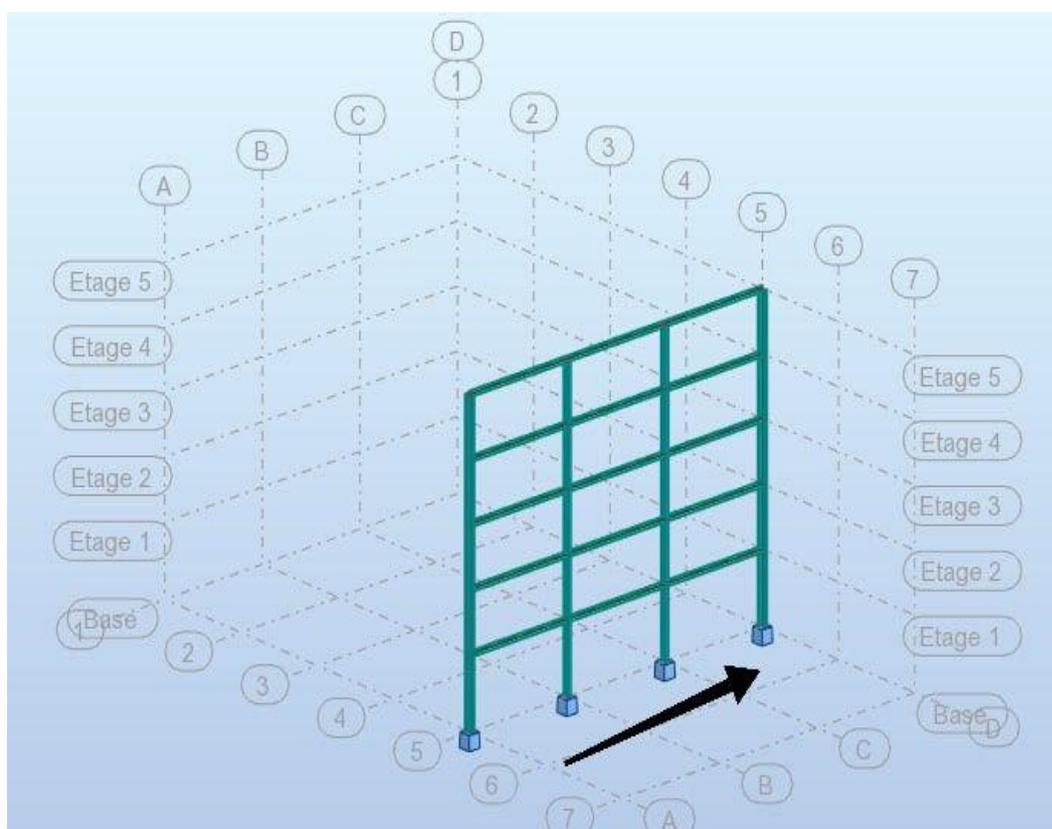


Figure V.9 : Action du séisme sur un portique standard.

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

V.8.1 : Modélisation – répartition des masses :

1^{ère} variante : sans contreventements :

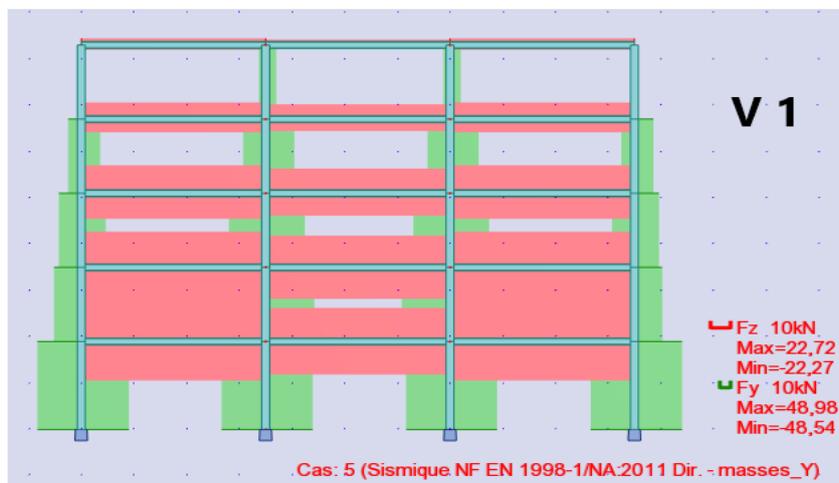


Figure V.10.a :
Répartition des masses sur le portique pour un séisme dans la direction transversale de 1^{ère} V.

2^{ème} variante : avec contreventements :

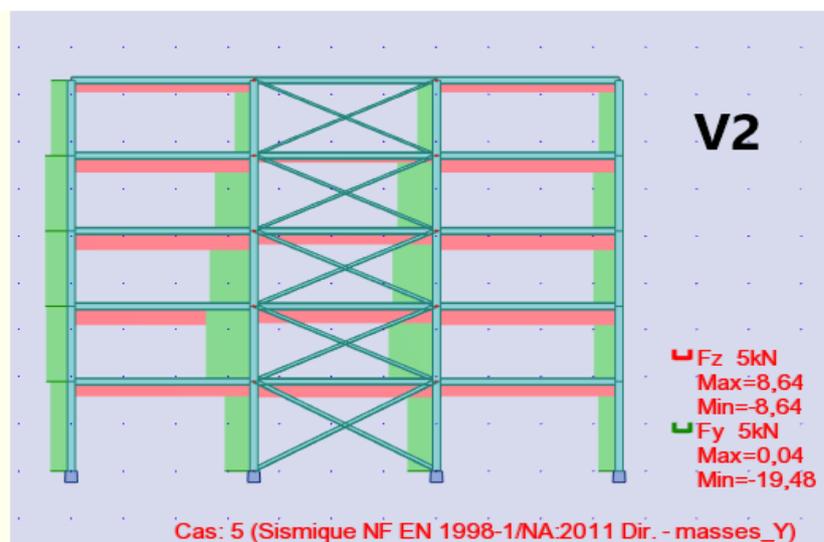


Figure V.10.b :
Répartition des masses sur le portique pour un séisme dans la direction transversale de 2^{ème} V.

3^{ème} variante : avec contreventements :

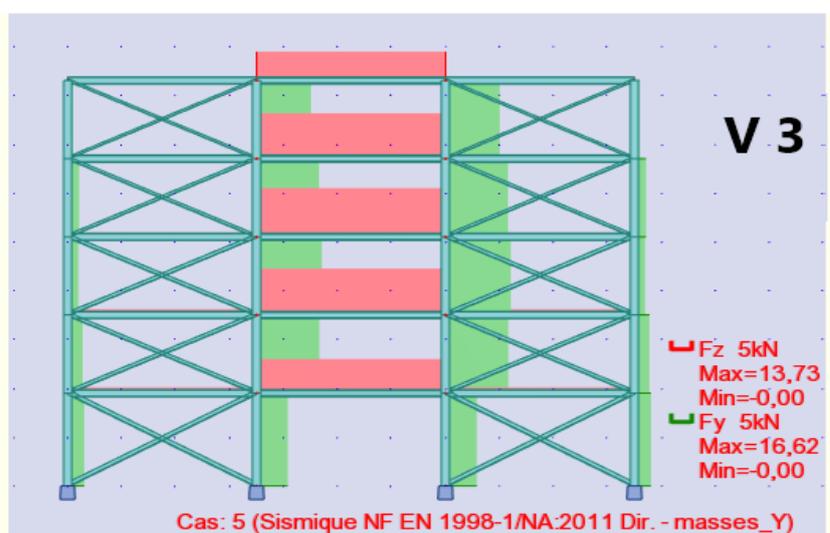


Figure V.10.c :
Répartition des masses sur le portique pour un séisme dans la direction transversale de 3^{ème} V.

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

V.8.2. L'effort tranchant et moment :

1^{ère} variante : sans contreventement :

Barre/Nœud/Cas/Mode	F _y (KN)	M _y (KN.m)
1/1/5/CQC	47,27	-0,03
2/2/5/CQC	26,66	-0,09
3/3/5/CQC	23,96	-0,07
71/49/5/CQC	47,27	-0,03
72/50/5/CQC	26,66	-0,09
73/51/5/CQC	23,96	-0,07
247/172/5/CQC	67,41	-0,10
248/102/5/CQC	81,20	-0,38
249/101/5/CQC	64,85	-0,45
267/102/5/CQC	0,00	-164,14
268/101/5/CQC	0,00	-159,22
269/100/5/CQC	0,00	-122,74
Cas	5 : Sismique NF EN 1998-1/NA:2011 Dir. - masses_Y	
Mode	CQC	

Tableau V.10.a : L'effort tranchant et moment.

2^{ème} variante : avec contreventements :

Barre/Nœud/Cas/Mode	F _y (KN)	M _y (KN.m)
1/1/5/CQC	-8,53	-0,02
2/2/5/CQC	-10,20	-0,06
3/3/5/CQC	-10,46	-0,07
71/49/5/CQC	-8,53	0,02
72/50/5/CQC	-10,20	0,06
73/51/5/CQC	-10,46	0,07
247/172/5/CQC	-11,82	1,65
248/102/5/CQC	-19,48	6,38
249/101/5/CQC	-17,89	8,12
267/102/5/CQC	-0,00	24,80
268/101/5/CQC	-0,00	26,78
269/100/5/CQC	-0,00	21,36
Cas	5 : Sismique NF EN 1998-1/NA:2011 Dir. - masses_Y	
Mode	CQC	

Tableau V.10.b : L'effort tranchant et moment.

3^{ème} variante : avec contreventements :

Barre/Nœud/Cas/Mode	F _y (KN)	M _y (KN.m)
1/1/5/CQC	4,24	-1,76
2/2/5/CQC	3,78	-7,20
3/3/5/CQC	2,75	-8,34
71/49/5/CQC	4,24	-1,76
72/50/5/CQC	3,78	-7,20
73/51/5/CQC	2,75	-8,34
247/172/5/CQC	8,00	-0,93

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

248/102/5/CQC	16,02	-3,58
249/101/5/CQC	16,62	-4,57
267/102/5/CQC	0,00	-33,60
268/101/5/CQC	0,00	-45,77
269/100/5/CQC	0,00	-48,05
Cas	5 : Sismique NF EN 1998-1/NA:2011 Dir. - masses_Y	
Mode	CQC	

Tableau V.10.c : L'effort tranchant et moment.

V.8.3. Analyse modale :

V.8.3.a. déformation :

1^{ère} variante : sans contreventement :

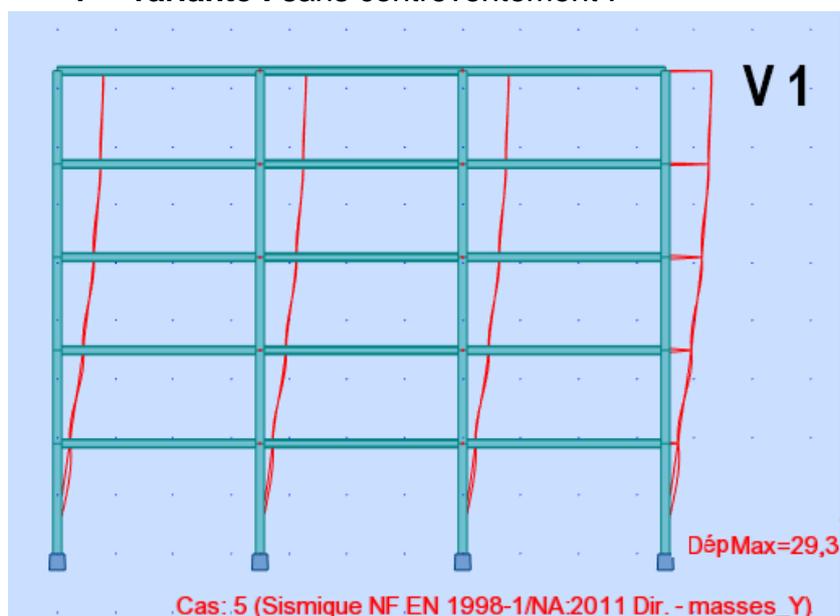


Figure V.11.a : Déformée du mode fondamental d'un portique standard de **1^{ère} V** (sans contreventements)

2^{ème} variante : avec contreventements :

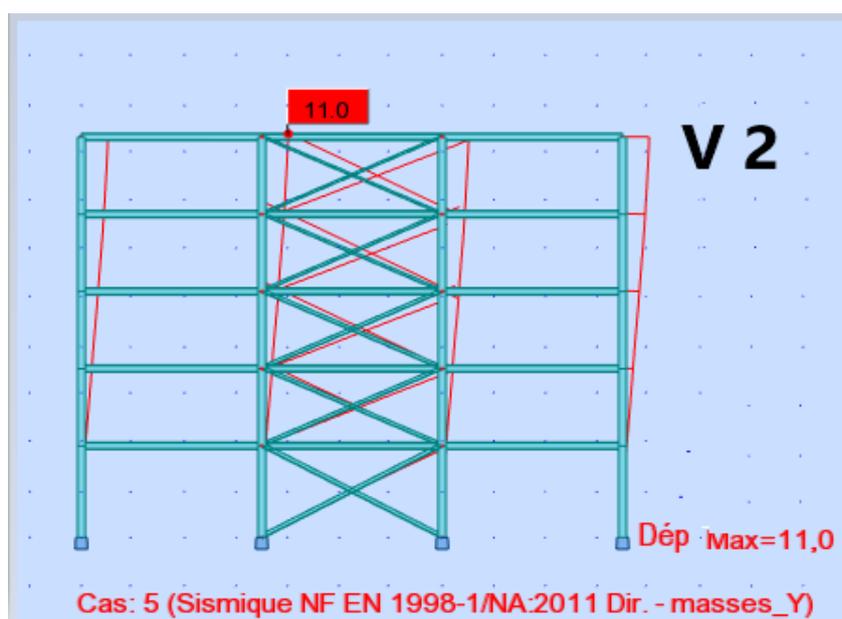


Figure V.11.b : Déformée du mode fondamental d'un portique standard de **2^{ème} V** (avec contreventements)

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

3^{ème} variante : avec contreventements sur transversale :

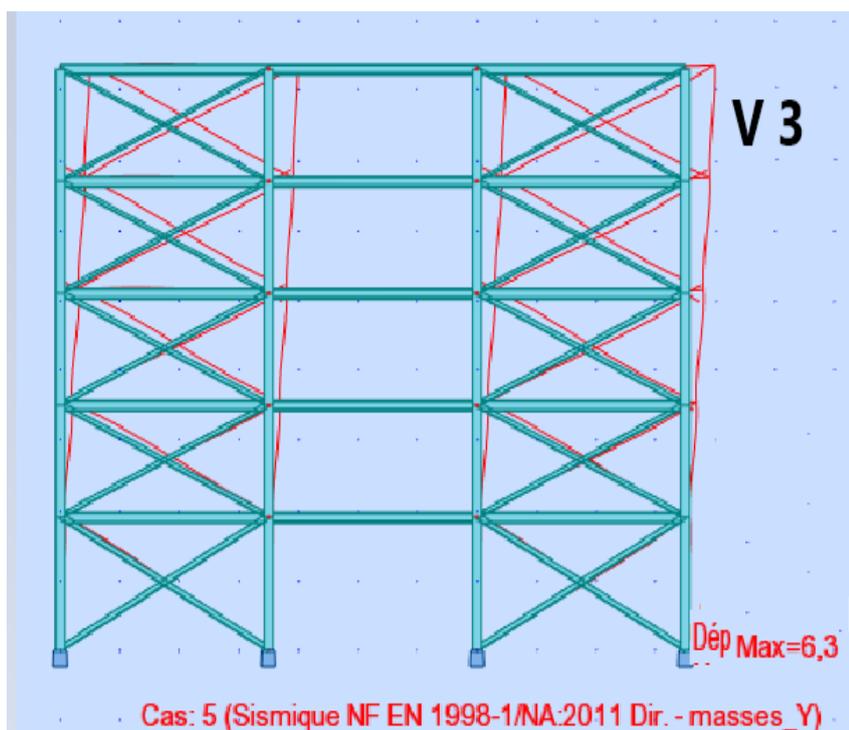


Figure V.11.c : Déformée du mode fondamental d'un portique standard de 3^{ème} V (avec contreventements)

V.8.3.b. Résultats de l'analyse modale :

1^{ère} variante : sans contreventement :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,08	0,92	0,00	86,56	0,00	0,00	1825949,77	1825949,77
3/ 2	1,25	0,80	84,05	86,56	84,05	0,00	1825949,77	1825949,77
3/ 3	2,00	0,50	84,05	96,22	0,00	9,66	1825949,77	1825949,77
3/ 4	3,48	0,29	84,05	96,22	0,00	0,00	1825949,77	1825949,77
3/ 5	3,70	0,27	84,05	99,05	0,00	2,83	1825949,77	1825949,77
3/ 6	4,07	0,25	95,31	99,05	11,26	0,00	1825949,77	1825949,77
3/ 7	5,52	0,18	95,31	99,86	0,00	0,81	1825949,77	1825949,77
3/ 8	6,67	0,15	95,31	99,86	0,00	0,00	1825949,77	1825949,77
3/ 9	6,86	0,15	95,31	100,00	0,00	0,14	1825949,77	1825949,77
3/ 10	7,92	0,13	98,68	100,00	3,38	0,00	1825949,77	1825949,77
3/ 11	10,09	0,10	98,68	100,00	0,00	0,00	1825949,77	1825949,77
3/ 12	12,10	0,08	99,78	100,00	1,09	0,00	1825949,77	1825949,77

Tableau V.11.a : Résultats : périodes, masses (sans contreventements).

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

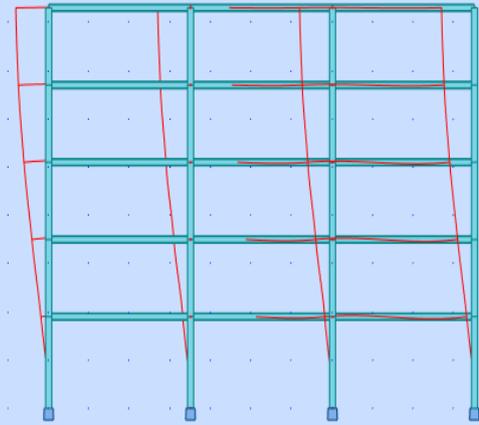
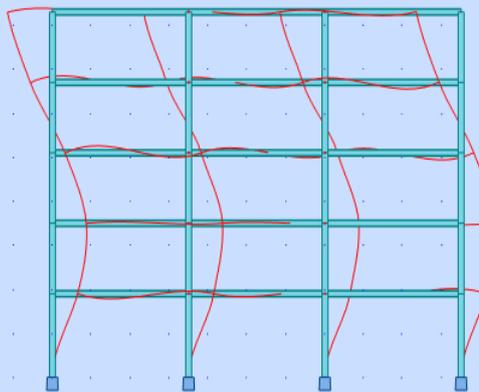
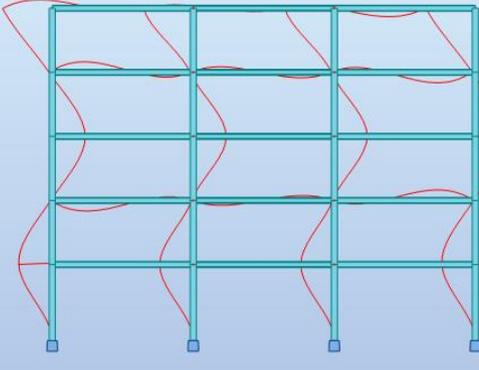
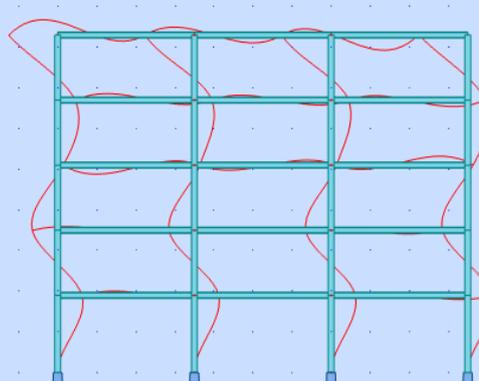
i	Valeurs	Déformée modale
1	$f_1 = 1,08 \text{ Hz}$ $T_1 = 0,92 \text{ s}$	 <p style="text-align: right; color: red; font-size: small;">Fréquence: 1,08 (Hz) Cas: 3 (Modale)</p>
2	$F_2 = 3,48 \text{ Hz}$ $T_2 = 0,29 \text{ s}$	 <p style="text-align: right; color: red; font-size: small;">Fréquence: 3,48 (Hz) Cas: 3 (Modale)</p>
3	$F_3 = 3,70 \text{ Hz}$ $T_3 = 0,27 \text{ s}$	 <p style="text-align: right; color: red; font-size: small;">Fréquence: 3,70 (Hz) Cas: 3 (Modale)</p>
4	$F_4 = 5,52 \text{ Hz}$ $T_4 = 0,18 \text{ s}$	 <p style="text-align: right; color: red; font-size: small;">Fréquence: 5,52 (Hz) Cas: 3 (Modale)</p>

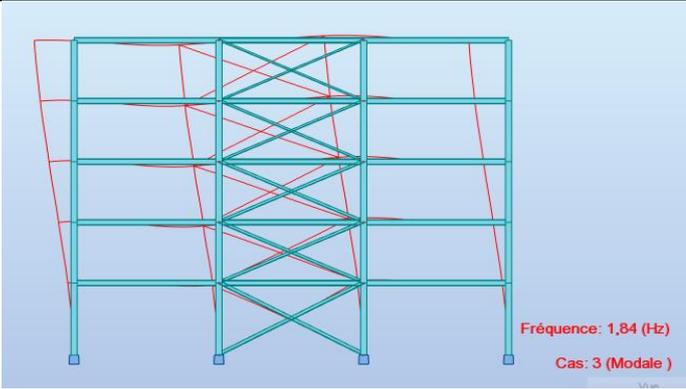
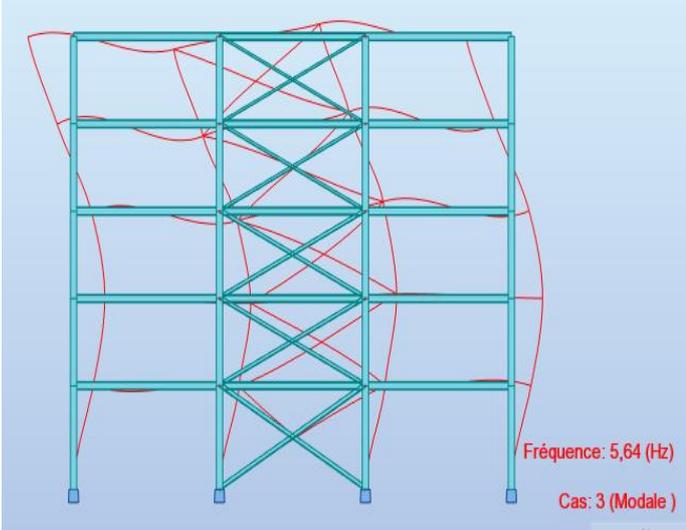
Tableau V.11.b : Résultats de l'analyse modale.

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

2^{ème} variante : avec contreventements :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,84	0,54	84,00	78,92	0,00	78,92	1835821,46	1835821,46
3/ 2	2,70	0,37	84,00	78,92	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46
3/ 3	4,05	0,25	95,28	78,92	11,28	0,00	1835821,46	1835821,46
3/ 4	5,64	0,18	95,28	93,57	0,00	14,65	1835821,46	1835821,46
3/ 5	7,88	0,13	98,66	93,57	3,39	0,00	1835821,46	1835821,46
3/ 6	8,26	0,12	98,66	93,57	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46
3/ 7	9,13	0,11	98,66	97,13	0,00	3,56	1835821,46	1835821,46
3/ 8	11,30	0,09	98,66	98,81	0,00	1,69	1835821,46	1835821,46
3/ 9	12,05	0,08	99,77	98,81	1,11	0,00	1835821,46	1835821,46
3/ 10	13,54	0,07	99,77	100,00	0,00	1,19	1835821,46	1835821,46
3/ 11	13,57	0,07	99,77	100,00	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46
3/ 12	15,58	0,06	100,00	100,00	0,23	0,00	1835821,46	1835821,46

Tableau V.12.a : Résultats : périodes, masses (avec contreventements).

i	Valeurs	Déformée modale
1	$f_1 = 1,84 \text{ Hz}$ $T_1 = 0,54 \text{ s}$	 <p>Fréquence: 1,84 (Hz) Cas: 3 (Modale)</p>
2	$F_2 = 5,64 \text{ Hz}$ $T_2 = 0,18 \text{ s}$	 <p>Fréquence: 5,64 (Hz) Cas: 3 (Modale)</p>

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

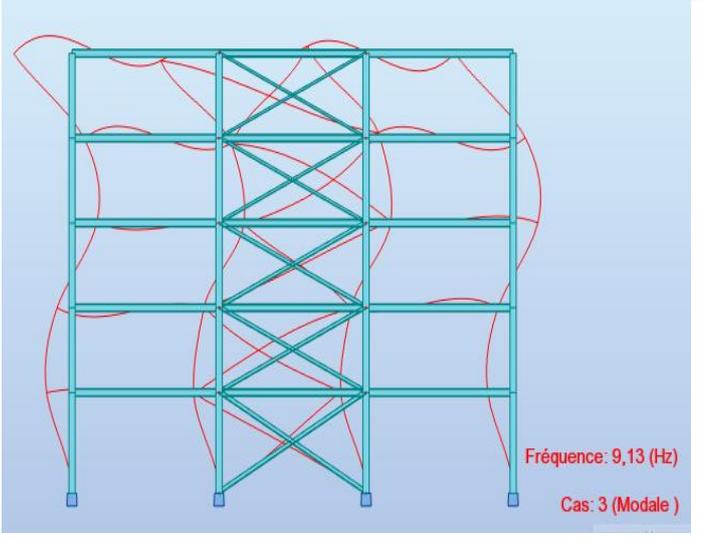
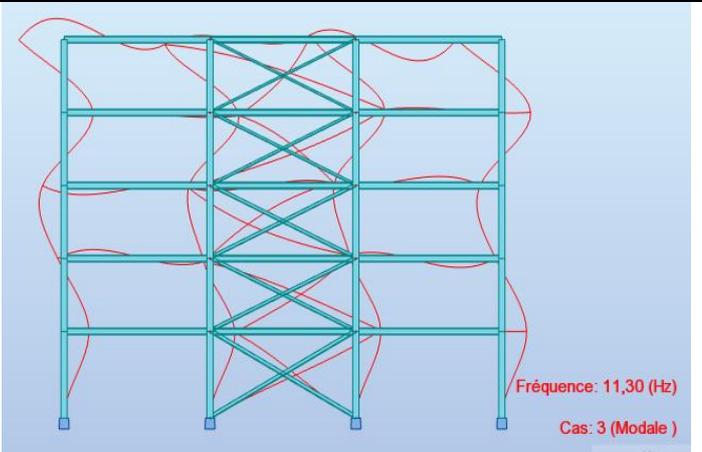
3	$F_3 = 9,13 \text{ Hz}$ $T_3 = 0,11 \text{ s}$	
4	$F_4 = 11,30 \text{ Hz}$ $T_4 = 0,09 \text{ s}$	

Tableau V.12.b : Résultats de l'analyse modale.

3^{eme} variante : avec contreventements :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	2,55	0,39	83,95	78,59	0,00	78,59	1845693,16	1845693,34
3/ 2	3,69	0,27	83,95	78,59	0,00	0,00	1845693,16	1845693,34
3/ 3	4,04	0,25	95,25	78,59	11,30	0,00	1845693,16	1845693,34
3/ 4	7,71	0,13	95,25	93,26	0,00	14,67	1845693,16	1845693,34
3/ 5	7,85	0,13	98,65	93,26	3,40	0,00	1845693,16	1845693,34
3/ 6	11,10	0,09	98,65	93,26	0,00	0,00	1845693,16	1845693,34
3/ 7	11,99	0,08	99,77	93,26	1,12	0,00	1845693,16	1845693,34
3/ 8	12,19	0,08	99,77	96,62	0,00	3,36	1845693,16	1845693,34
3/ 9	14,87	0,07	99,77	98,57	0,00	1,95	1845693,16	1845693,34
3/ 10	15,54	0,06	100,00	98,57	0,23	0,00	1845693,16	1845693,34
3/ 11	17,68	0,06	100,00	98,57	0,00	0,00	1845693,16	1845693,34
3/ 12	18,02	0,06	100,00	100,00	0,00	1,43	1845693,16	1845693,34

Tableau V.13.a : Résultats : périodes, masses (avec contreventements).

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

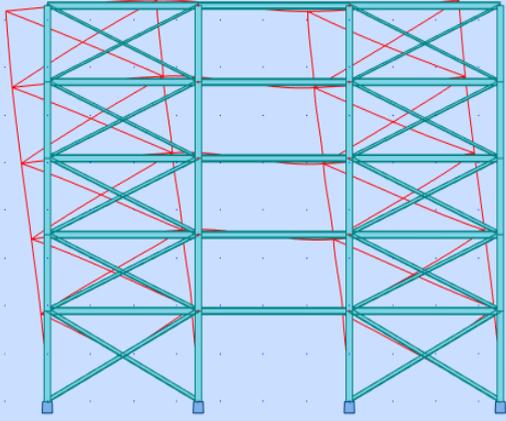
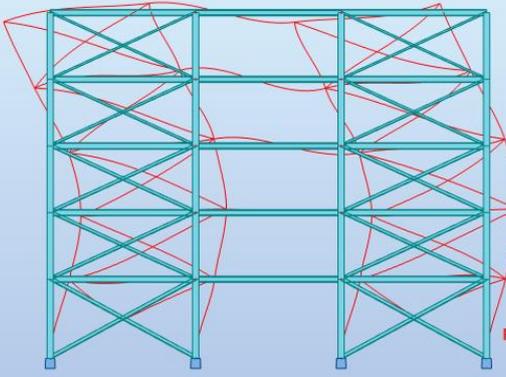
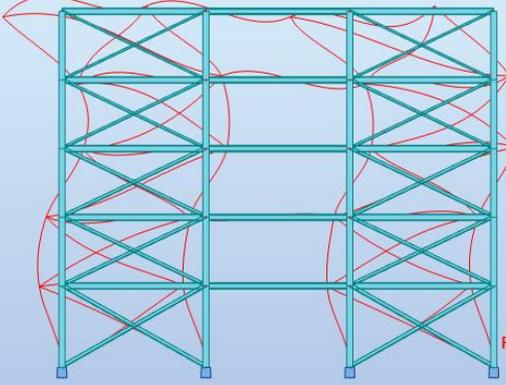
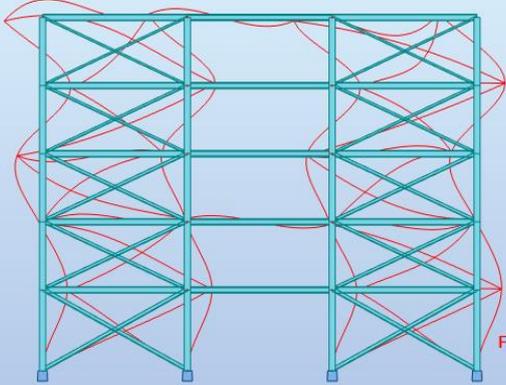
i	Valeurs	Déformée modale
1	$f_1 = 2,55 \text{ Hz}$ $T_1 = 0,39 \text{ s}$	 <p style="text-align: right; color: red;">Fréquence: 2,55 (Hz) Cas: 3 (Modale)</p>
2	$F_2 = 7,71 \text{ Hz}$ $T_2 = 0,13 \text{ s}$	 <p style="text-align: right; color: red;">Fréquence: 7,71 (Hz) Cas: 3 (Modale)</p>
3	$F_3 = 12,19 \text{ Hz}$ $T_3 = 0,08 \text{ s}$	 <p style="text-align: right; color: red;">Fréquence: 12,19 (Hz) Cas: 3 (Modale)</p>
4	$F_4 = 14,87 \text{ Hz}$ $T_4 = 0,07 \text{ s}$	 <p style="text-align: right; color: red;">Fréquence: 14,87 (Hz) Cas: 3 (Modale)</p>

Tableau V.13.b : Résultats de l'analyse modale.

V.8.4. contribution modale :

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.

1^{ère} variante : sans contreventement :

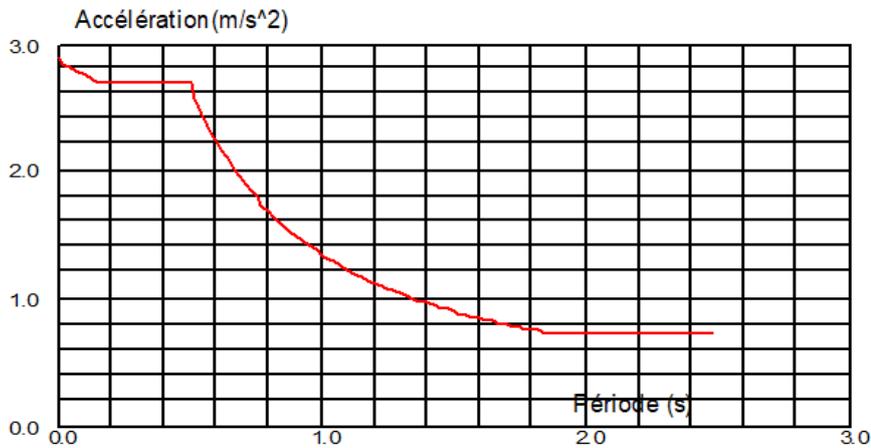


Figure V.12.a : Spectre de réponse et contribution du mode fondamental du portique standard sur Y de 1^{ère} variante : sans contreventement.

2^{ème} variante : avec contreventements :

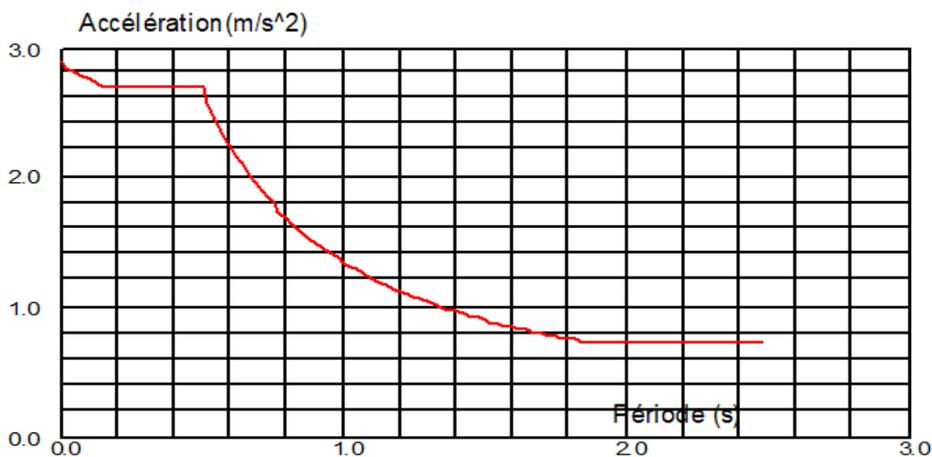


Figure V.12.b : Spectre de réponse et contribution du mode fondamental du portique standard sur Y de 2^{ème} variante : avec contreventements.

3^{ème} variante : avec contreventements :

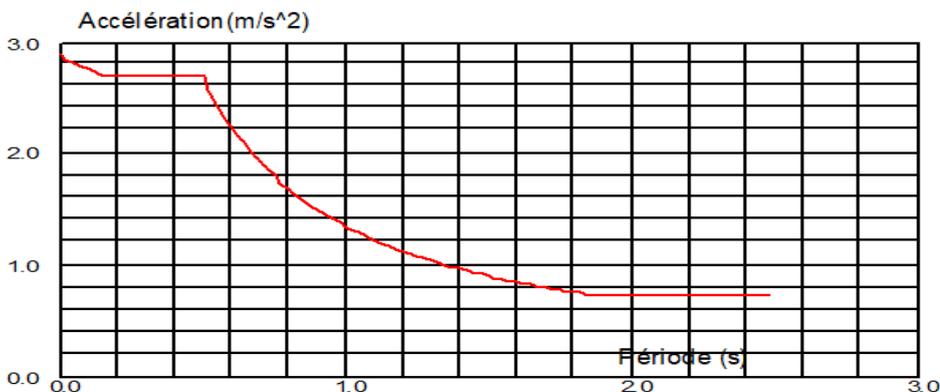


Figure V.12.c : Spectre de réponse et contribution du mode fondamental du portique standard sur Y de 3^{ème} variante : avec contreventements.

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

V.8.5. effets du second ordre :

Tous les développements précédents, et en particulier les méthodes de calcul des contributions modales, sont basés sur des analyses élastiques linéaires, ce qui suppose que les déformations de la structure n'ont pas d'influence sur sa réponse (analyses au premier ordre). Il convient cependant de valider cette hypothèse : le paramètre θ , défini par la relation suivante, permet d'estimer la sensibilité de la structure aux effets du second ordre (cf. le paragraphe 4.4.2.2 (2) de l'**EN 1998-1**):

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$$

Avec:

- θ : coefficient de sensibilité au déplacement latéral relatif entre étages;
- P_{tot} : charge gravitaire totale, due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré ;
- V_{tot} : effort tranchant sismique total au niveau considéré ;
- h : hauteur du niveau entre étages;
- d_r : déplacement relatif de calcul entre étages, pris comme la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré, obtenu par la relation suivante :
- $d_r = d_i - d_{i-1}$;
- d_i : déplacement moyen de calcul du niveau, dû à l'action sismique ; comme spécifié au paragraphe 4.3.4 (2) P de l'EN 1998-1, les effets de la torsion sont pris en compte, c'est-à-dire ici que les déplacements sont majorés par le coefficient δ (cf. le paragraphe 4.5.6 de l'**EC8**):
- $d_i = \delta q d_{ei}$;
- q : coefficient de comportement;
- d_{ei} : déplacement du niveau obtenu par l'analyse élastique de la structure sous le spectre de calcul des **Figures V.12**.

Le paramètre θ doit être calculé pour chaque niveau de la structure. En fonction de la valeur maximale obtenue, les conclusions suivantes doivent être tirées :

- $\theta \leq 0,10$: les effets du second ordre sur la structure sont négligeables et une analyse au premier ordre est justifiée ;
- $0,10 < \theta \leq 0,20$: la structure est relativement peu sensible aux effets du second ordre, qui peuvent alors être pris en compte forfaitairement dans l'analyse au premier ordre en majorant tous les effets de l'action sismique par le coefficient $k_{so} = 1/(1 - \theta)$;
- $0,20 < \theta \leq 0,30$: la structure est sensible aux effets du second ordre et l'utilisation d'une analyse linéaire au premier ordre n'est plus justifiée, rendant nécessaire une analyse non linéaire.

1^{ère} variante : sans contreventement :

Niveaux	P_{tot} (KN)	d_r (mm)	V_{tot} (KN)	H (m)	θ
1	16804	82,0	2120	3,8	0,171
2	13371	83,0	1988	3,2	0,174
3	9970	66,0	1717	3,2	0,119
4	6898	43,0	1336	3,2	0,069
5	766	19,0	179	3,2	0,025

Tableau V.14.a : Paramètre θ .

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

La valeur maximale de θ obtenue est égale à 0,174, pour le niveau 2, donc supérieure à 0,10 mais inférieure à 0,20. Les effets du second ordre ne peuvent pas être négligés et sont pris en compte approximativement en majorant les effets de l'action sismique par le facteur $k_{so} = 1 / (1 - \theta)$, ici égal à **1,210**.

2^{ème} variante : avec contreventements :

Niveaux	P_{tot} (KN)	d_r (mm)	V_{tot} (KN)	H (m)	θ
1	16804	18,0	2120	3,8	0,037
2	13371	25,0	1988	3,2	0,052
3	9970	26,0	1717	3,2	0,047
4	6898	24,0	1336	3,2	0,038
5	766	16,0	179	3,2	0,021

Tableau V.14.b : Paramètre θ .

La valeur maximale de θ obtenue est égale à 0,052, pour le niveau 2, donc inférieure à 0,10. Les effets du second ordre sur la structure sont négligeables et une analyse au premier ordre est justifiée.

3^{ème} variante : avec contreventements :

Niveaux	P_{tot} (KN)	d_r (mm)	V_{tot} (KN)	H (m)	θ
1	16804	10,0	2120	3,8	0,020
2	13371	14,0	1988	3,2	0,029
3	9970	15,0	1717	3,2	0,027
4	6898	14,0	1336	3,2	0,022
5	766	10,0	179	3,2	0,013

Tableau V.14.c : Paramètre θ .

La valeur maximale de θ obtenue est égale à 0,29, pour le niveau 2, donc inférieure à 0,10. Les effets du second ordre sur la structure sont négligeables et une analyse au premier ordre est justifiée.

V.8.6. limitation des dommages:

Les éléments non structuraux du bâtiment sont supposés être fixés sur la structure de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure. En prenant en compte les effets du second ordre :

$$d_r u \leq 0,010 h,$$

Avec :

u : coefficient de réduction; on considère ici: $u = 0,4$ (cf. le paragraphe 1.2.6 de **EC8**);

h : hauteur entre étages;

d_r : déplacement relatif entre étages, tel que calculé au paragraphe 4.6.6 de **EC8**.

Les résultats de la vérification sont présentés dans le **Tableau V.15.a, b, c**.

1^{ère} variante : sans contreventement :

Niveaux	d_r (mm)	$d_r u$ (mm)	h (m)	0,010 h (mm)	Vérification
1	82,0	32,8	3,80	38,0	CV
2	83,0	31,2	3,20	32,0	CV
3	66,0	26,4	3,20	32,0	CV
4	43,0	17,2	3,20	32,0	CV
5	19,0	7,6	3,20	32,0	CV

Tableau V.15.a : Vérification de la limitation des déplacements entre étages.

CHAPITRE V : Cas étudié «Structure métallique étagée (R+4)»

2^{ème} variante : avec contreventements :

Niveaux	d _r (mm)	d _r u (mm)	h (m)	0,010 h (mm)	Vérification
1	18,0	7,2	3,80	38,0	CV
2	25,0	10,0	3,20	32,0	CV
3	26,0	10,4	3,20	32,0	CV
4	24,0	9,6	3,20	32,0	CV
5	16,0	6,4	3,20	32,0	CV

Tableau V.15.b : Vérification de la limitation des déplacements entre étages.

3^{ème} variante : avec contreventements :

Niveaux	d _r (mm)	d _r u (mm)	h (m)	0,010 h (mm)	Vérification
1	10,0	4,0	3,80	38,0	CV
2	14,0	5,6	3,20	32,0	CV
3	15,0	6,0	3,20	32,0	CV
4	14,0	5,6	3,20	32,0	CV
5	10,0	4,0	3,20	32,0	CV

Tableau V.15.c : Vérification de la limitation des déplacements entre étages.

V.8.7. Comparaison entre les 3 variantes :

Les variantes	1 ^{ère} variante	2 ^{ème} variante	3 ^{ème} variante
Fréquence (Hz)	0,61	1,84	2,55
Période (s)	1,63	0,54	0,39
Masse totale (Kg)	1825949,77	1835821,46	1845693,34
Masse modale (%)	86,56	78,92	78,59
L'effort (KN)	1310,74 (cas 5)	3601,95 (cas 5)	3916,61 (cas 5)
Déplacement relative (cm)	1,9 (niveau 5)	1,6 (niveau 5)	1,0 (niveau 5)

Tableau V.16 : Comparaison entre les 3 V (f, T, m, m_{modale}, F, D).

V.9. Conclusion :

Dans ce chapitre on déduire que lorsque on ajouter les contreventements au structures métalliques étudier, donc la masse totale (m) et la fréquence (f) et l'effort tranchant a la base (V) sont augmentée, par contre, la période (T) et masse modale et le déplacement relative sont diminuée. Donc la structure sera plus rigide lorsque on ajouter plusieurs contreventements.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Dans le but d'étudier et d'évaluer le comportement sismique des structures métalliques en ossature, trois cas étudiés : un immeuble de quatre étages (R+4), destiné à un institut de formation, sa longueur de 36.00 m avec sept (7) portiques en espacement de 7m et largeur de 21.00 m.

La stabilité latérale de ces types de structures métalliques constitue le problème primordial. Dans ce type de construction métallique, la stabilité est assurée par différents systèmes de contreventement en amélioration perpétuelle. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes.

Pour connaître ce problème, nous faisons dans notre travail 3 cas étudiés :

1^{ère} variante : un bâtiment sans palée de contreventement.

2^{ème} variante : un bâtiment avec palée de contreventement sur l'intermédiaire.

3^{ème} variante : un bâtiment avec palée de contreventement sur la rive.

La valeur du coefficient de comportement imposé par l'EC8 pour les structures métalliques en portique auto stable, et celles avec systèmes de triangulations, est exploitée et justifiée par la réponse de ces structures.

Ce mémoire, d'un côté, nous a permis d'améliorer notre compétence dans le domaine de la conception parasismique des structures métalliques.

Recommandations :

La structure doit être conçue et construite pour résister, sans effondrement local ou global, à un séisme dont le niveau d'agression correspond à une probabilité de dépassement sur centaines d'années. C'est l'action sismique de référence.

La structure doit en outre, après cet événement, conserver une capacité de résistance résiduelle notable.

Lorsque on ajoute des renforcements par des contreventements sur une structure, cette structure sera donc plus rigide et le risque sismique sera plus moins.

Lorsque on ajoute les contreventements aux structures métalliques, la masse totale (m) et la fréquence (f) et l'effort tranchant à la base (V) sont augmentées, par contre, la période (T) et la masse modale et le déplacement relatif sont diminués. Donc la structure sera plus rigide.

En perspectives, elle est très judicieuse de faire suivre ce travail par la proposition des études suivantes :

- L'étude des structures avec un système de contreventement centré et excentré et faire la comparaison ;
- L'analyse plastique pour définir les zones où se localisent les contraintes critiques (zones de Plastification) afin d'estimer la durée de vie des structures ;
- L'étude des structures avec des poteaux mixtes en acier rempli du béton auto plaçant et faire la comparaison.

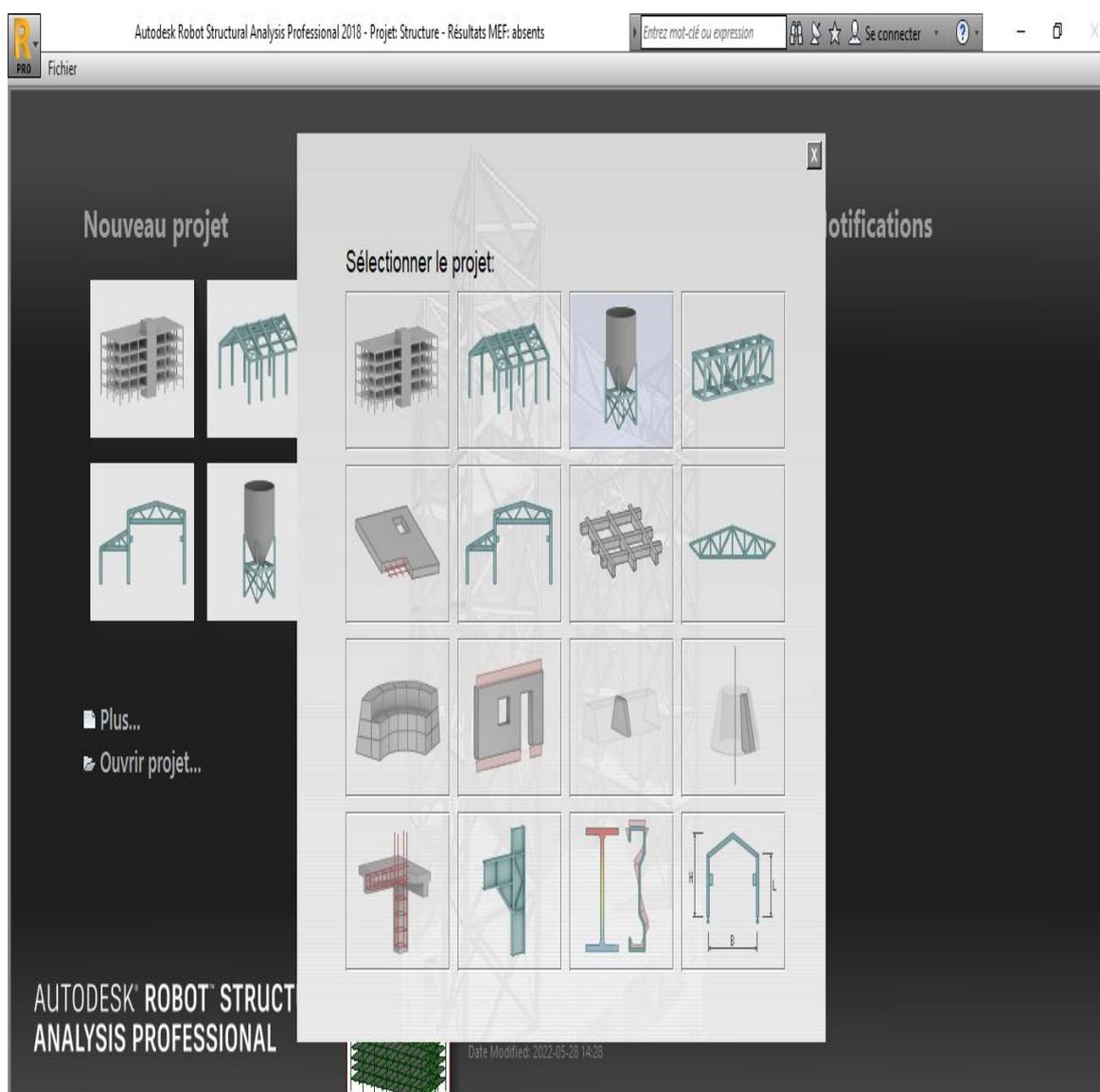
Annexe

Annexe :

Présentation du logiciel utilisée « ROBOT » :

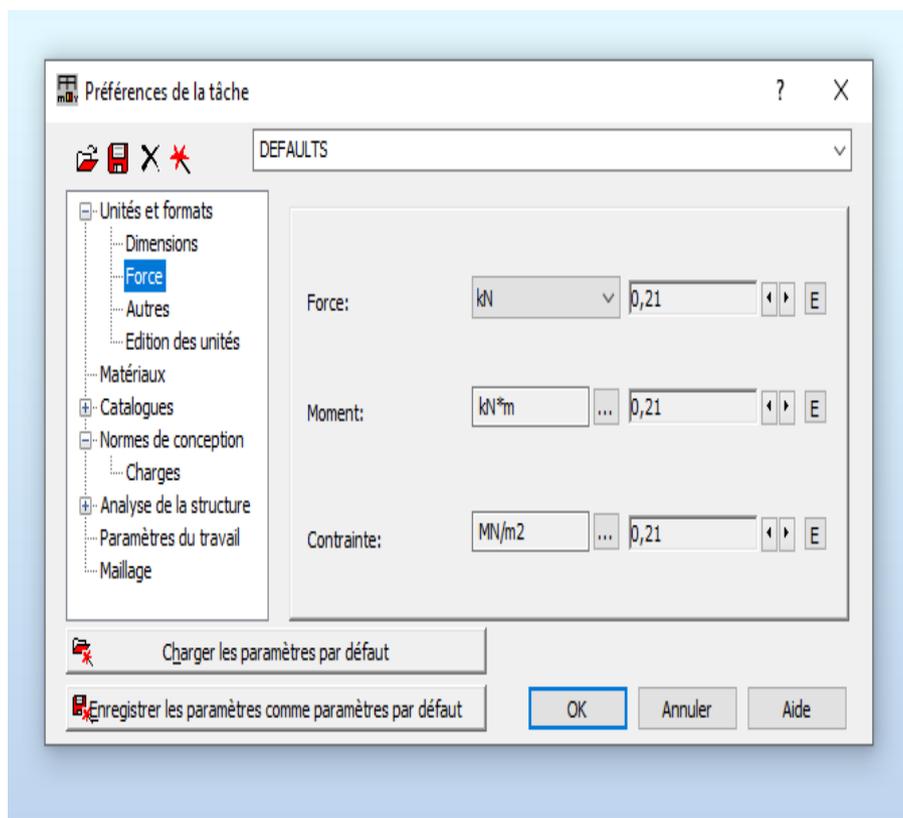
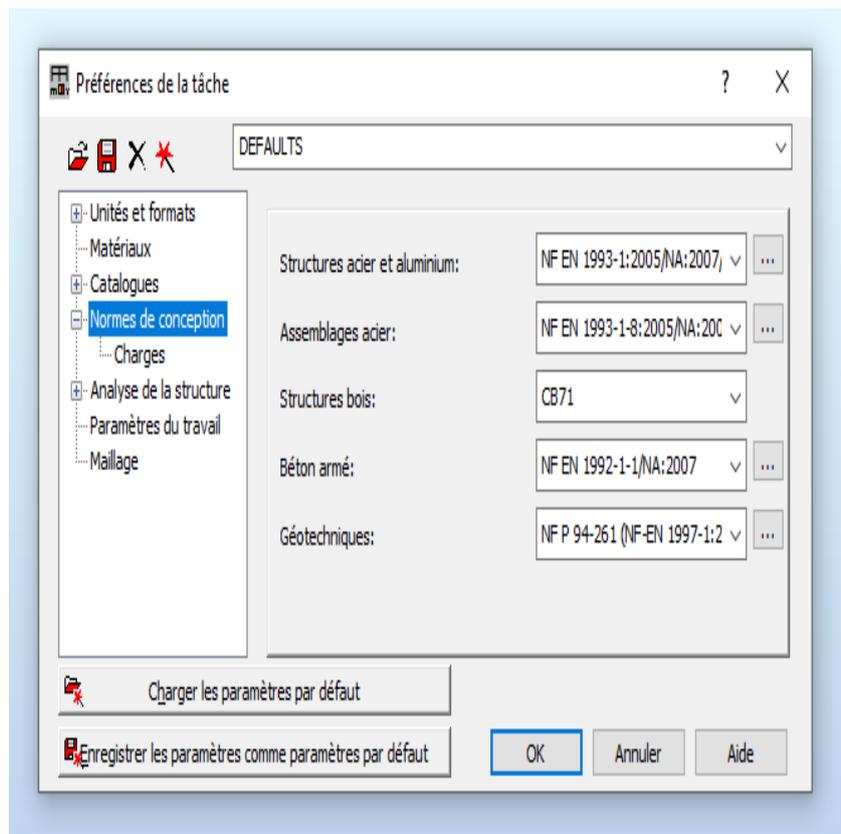
« ROBOT structural analyse 2018 » est un logiciel de calcul destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures : métallique, béton armé, ouvrage d'art, structures câblées sous chargements statiques et excitations dynamiques et éditer des notes de calcul. L'analyse de la structure comprend la définition du modèle, les calculs des efforts internes, des déformations et la vérification des résultats obtenus avec les exigences réglementaires en vigueur.

1- Démarrage de « ROBOT » :

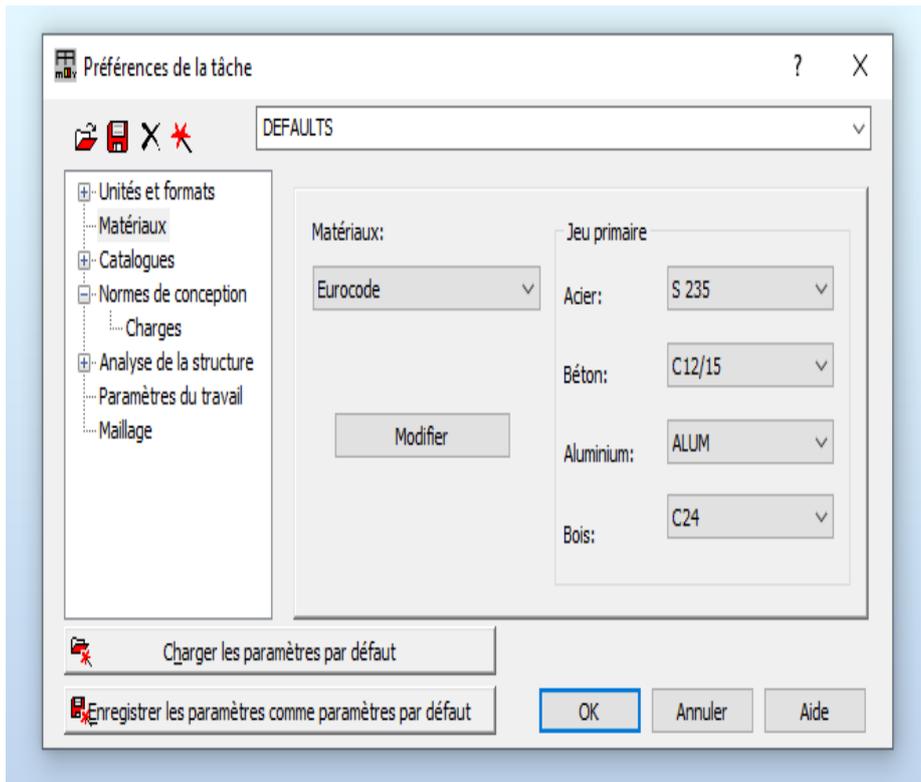


Annexe

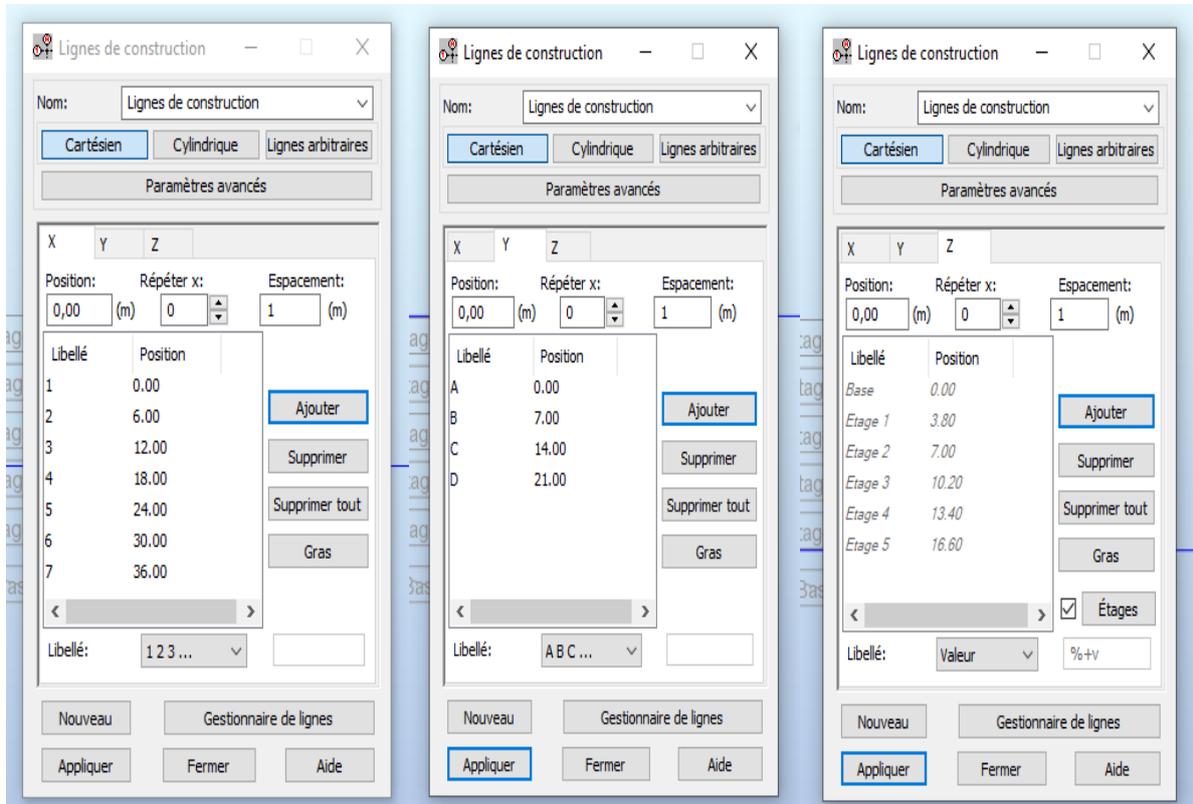
2- Configuration de préférence de l'affaire (normes, unités, matériaux, ...) :



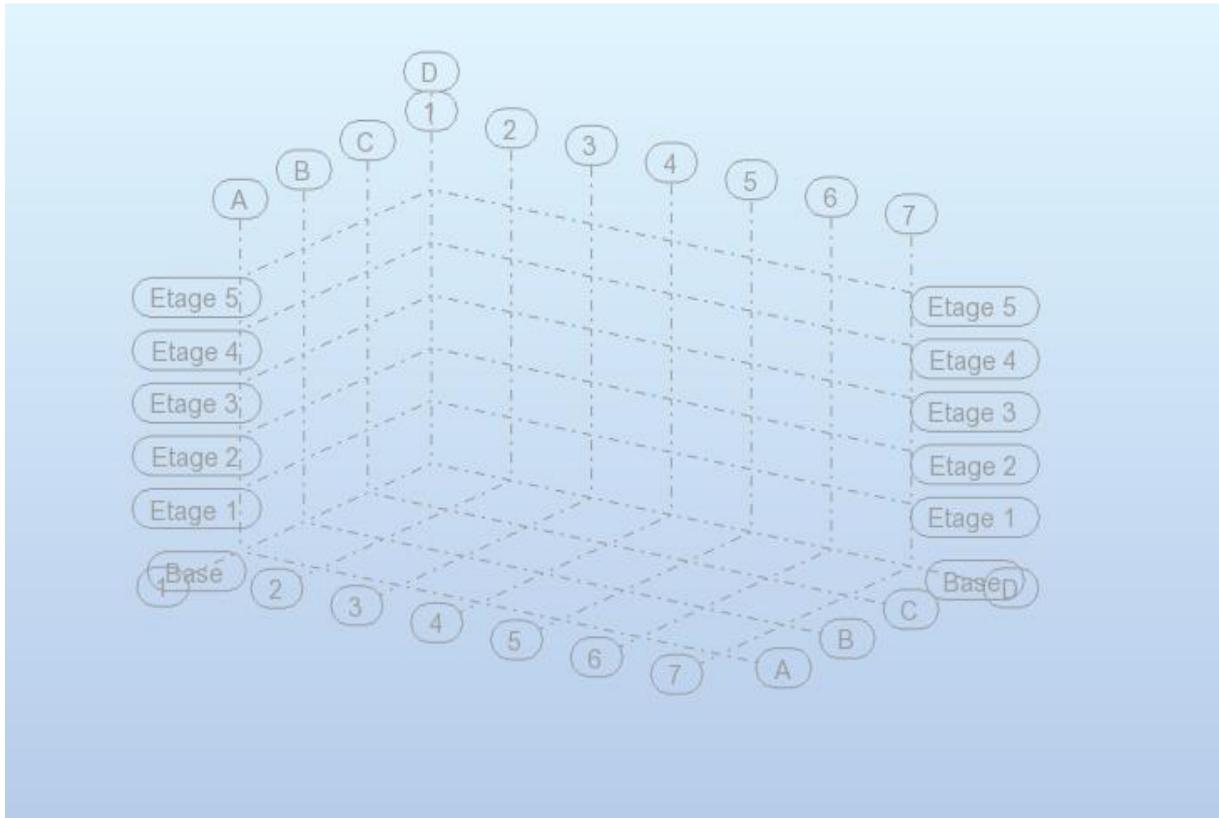
Annexe



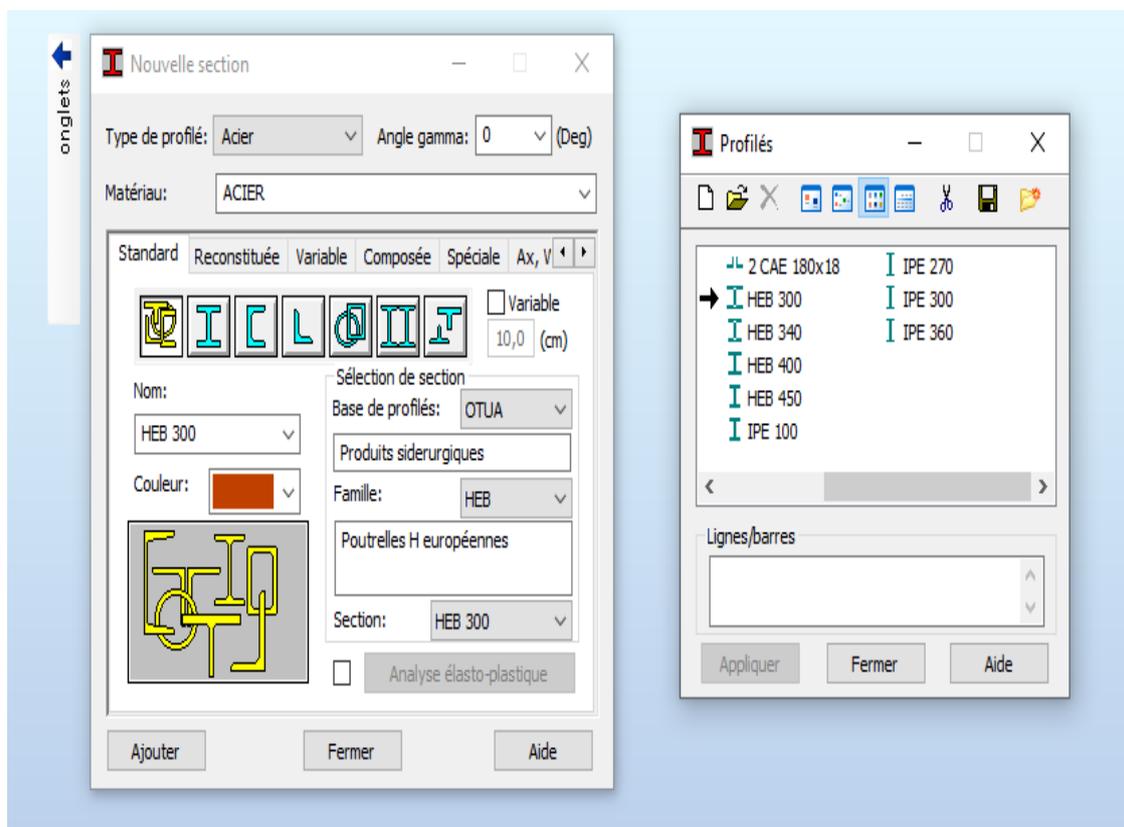
3 – lignes de construction :



Annexe

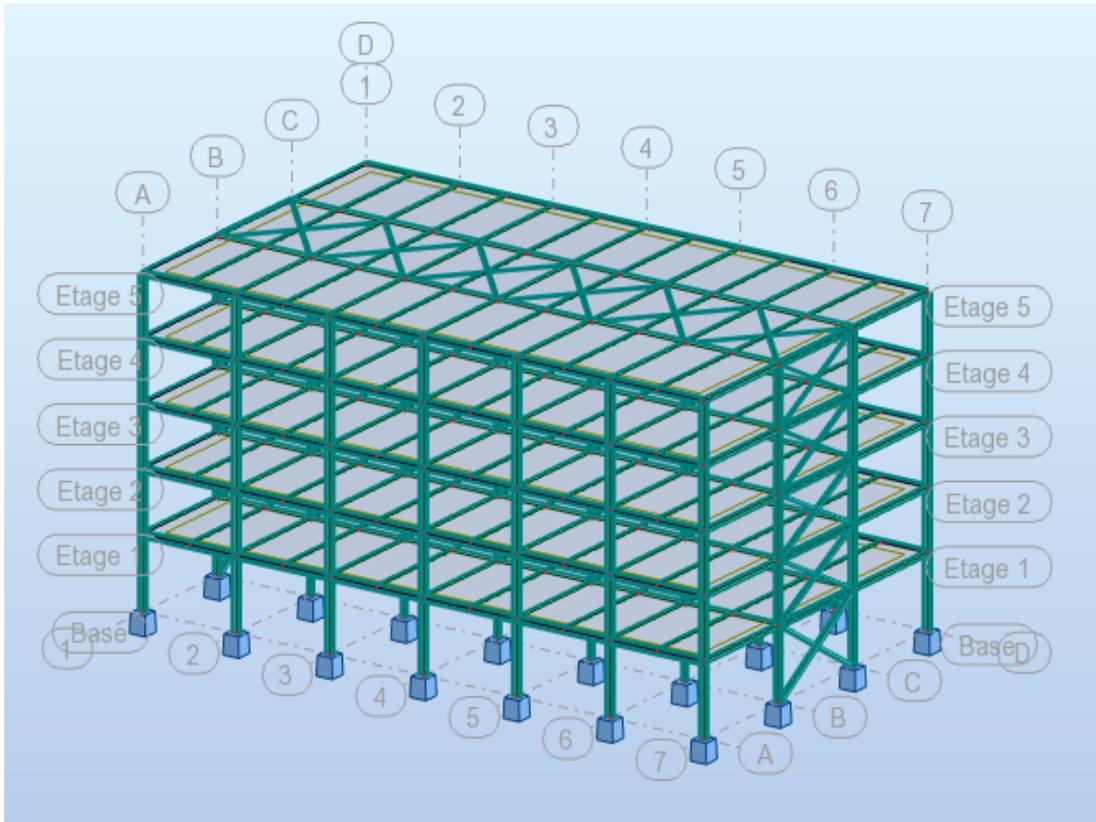


4 - Géométrie (modélisation des poutres et poteau) :

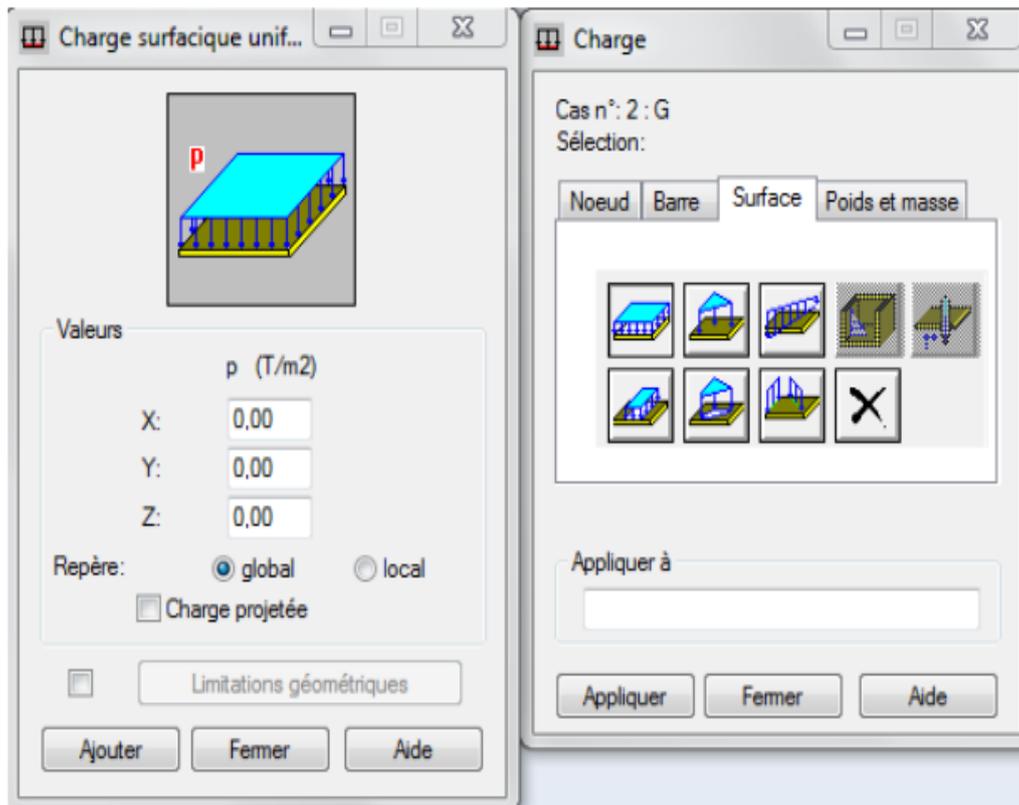


Annexe

4 – Dessin de la structure :

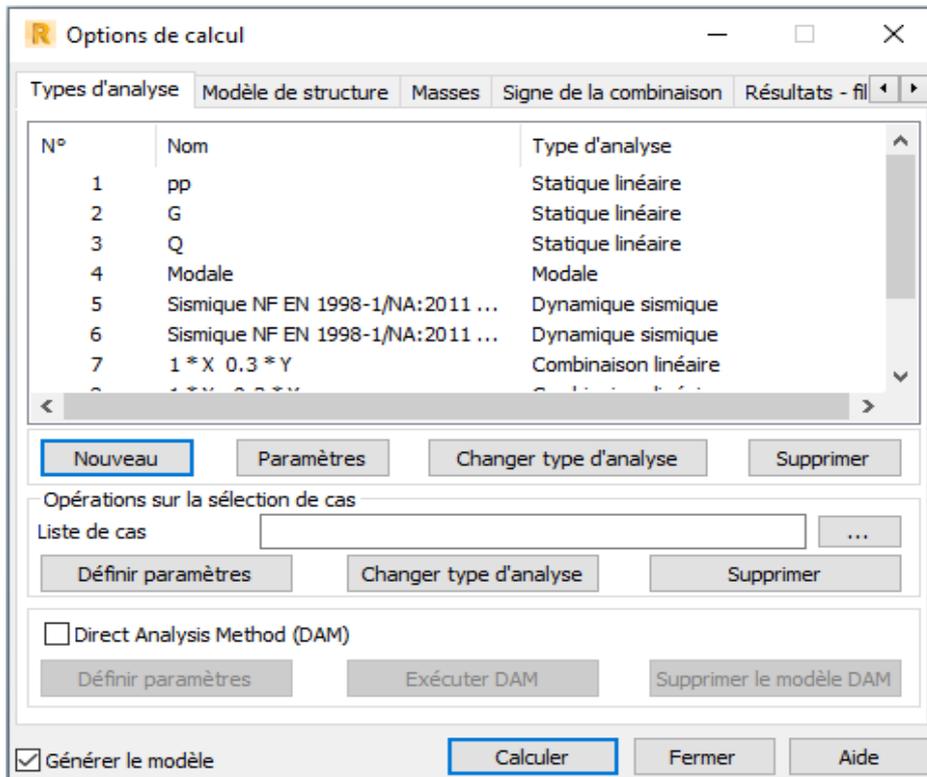


5 - Définition des cas de charges :

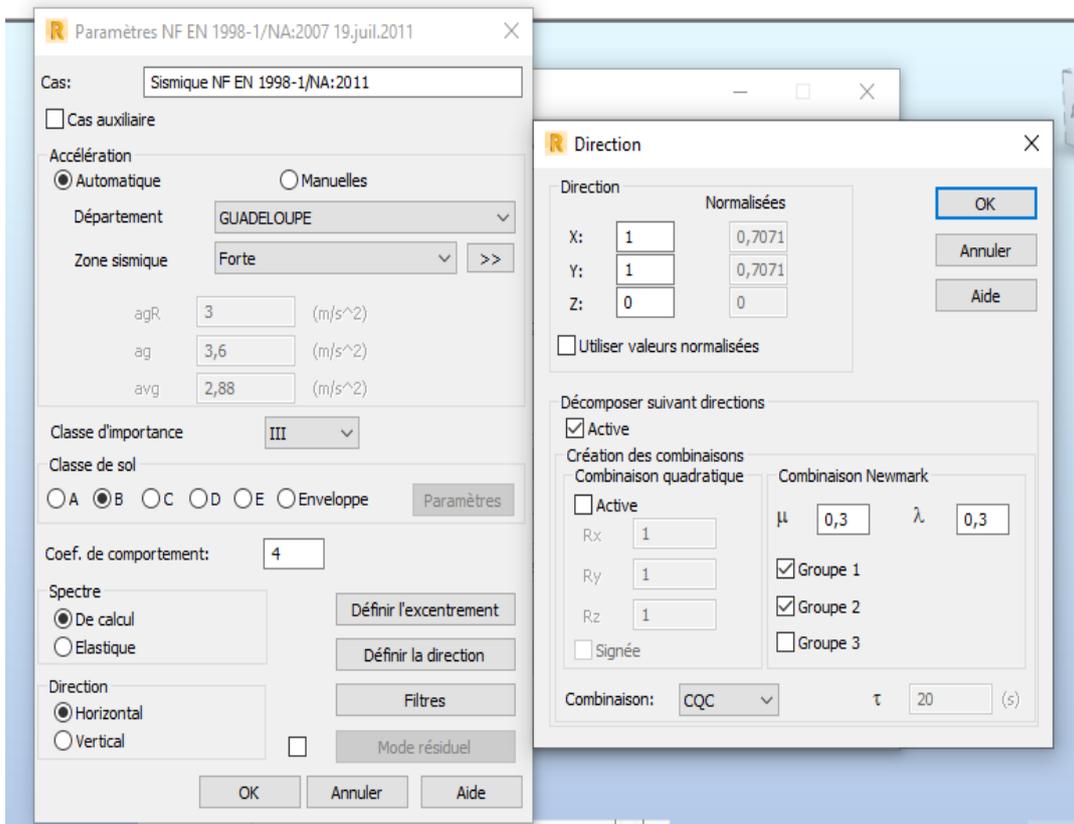


Annexe

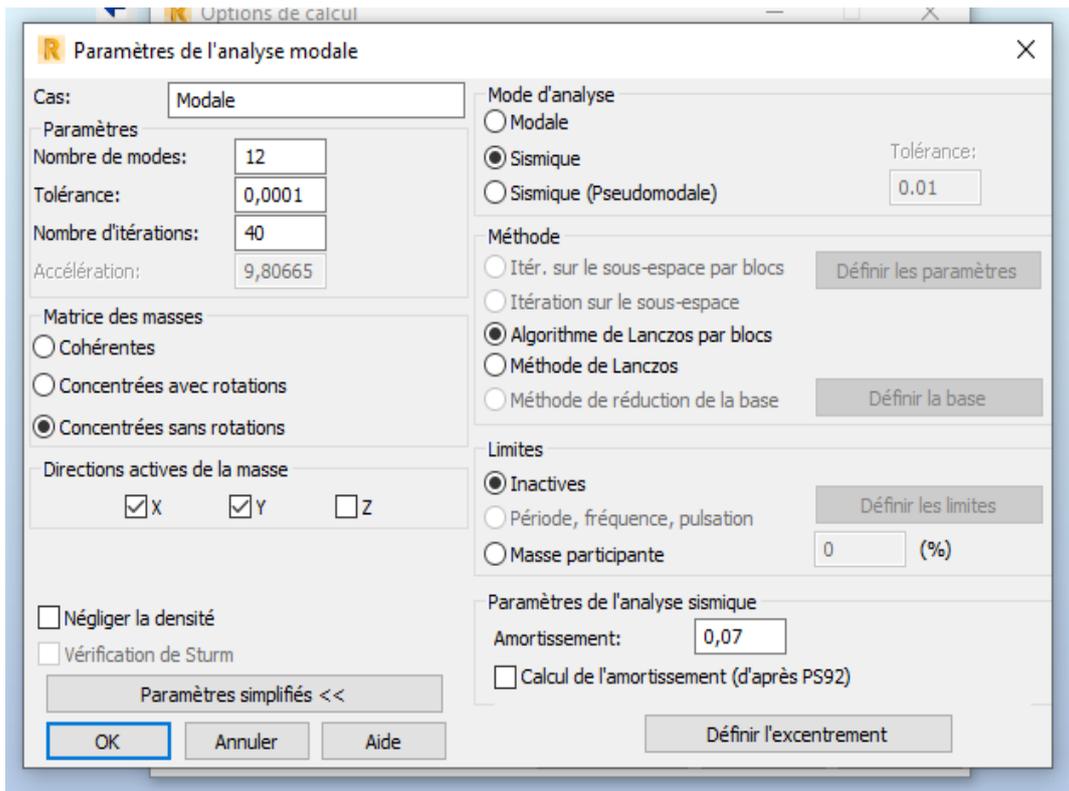
6 - Chargement de la structure (G, Q, modale, séisme Ex et Ey) :



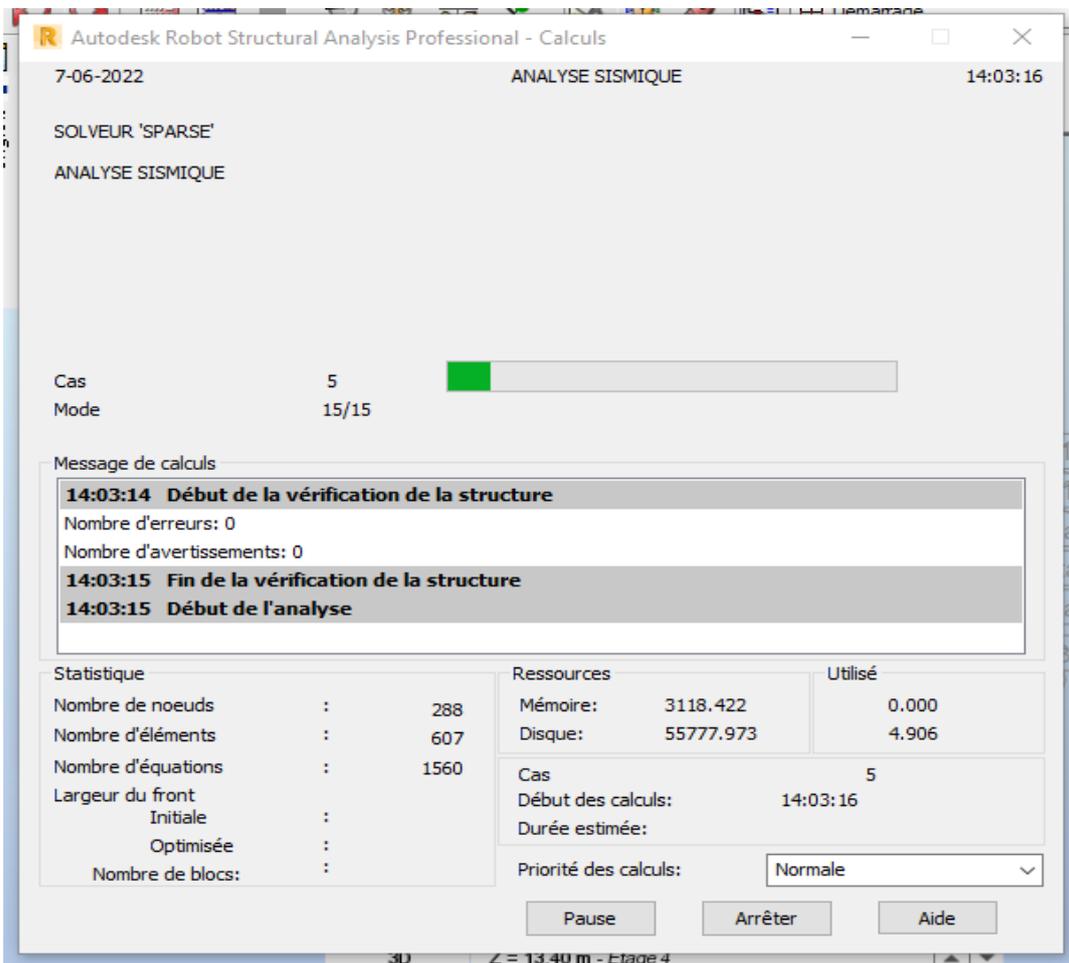
7 - Introduction des paramètres de l'analyse sismique (l'analyse modale) :



Annexe



8 - Analyse de la structure :

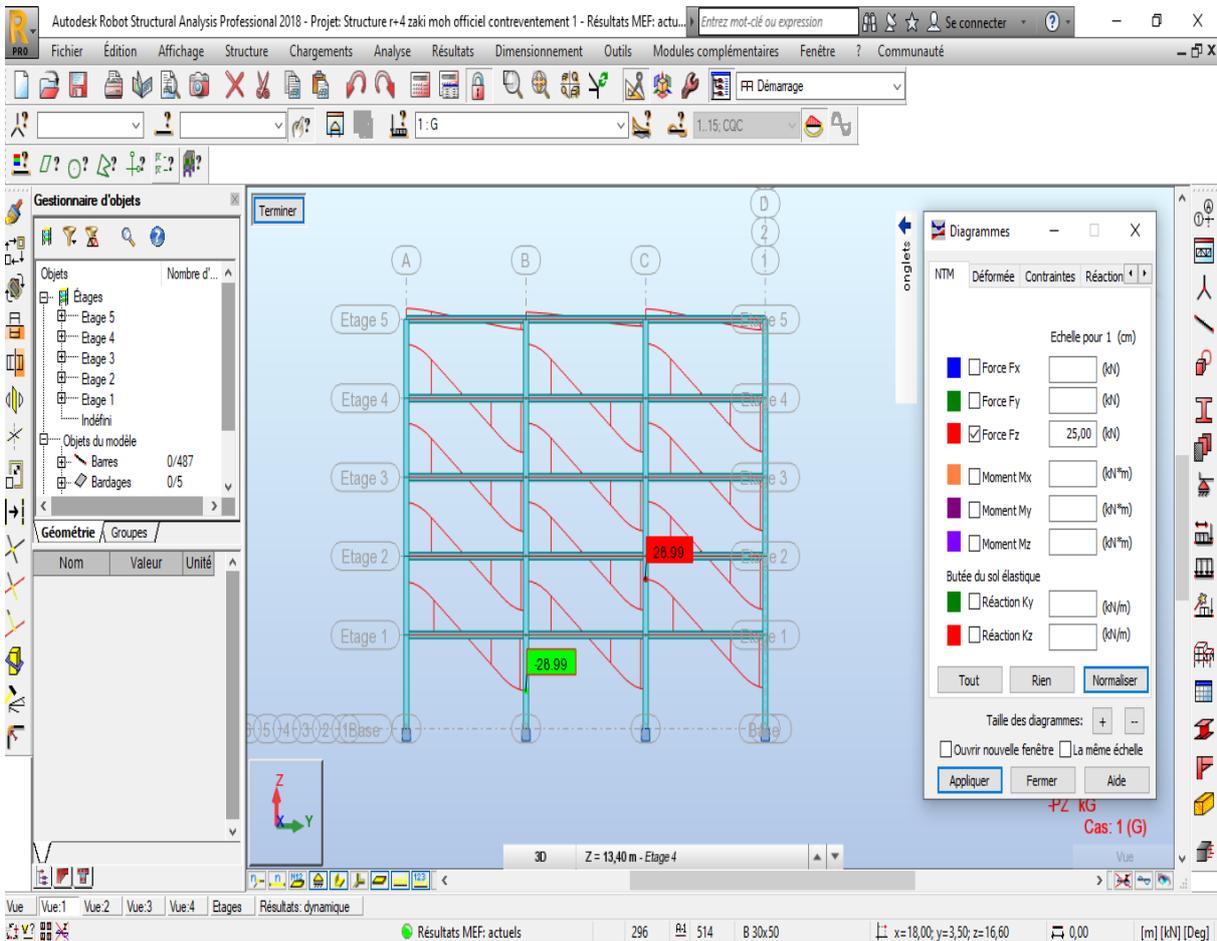


Annexe

9 - Vérification des résultats :

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]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1.25	0.80	84,00	0,00	0,00	84,00	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 2	1.84	0.54	84,00	78,92	0,00	0,00	78,92	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 3	2.70	0.37	84,00	78,92	0,00	0,00	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 4	4.05	0.25	95,28	78,92	0,00	11,28	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 5	5.64	0.18	95,28	93,57	0,00	0,00	14,65	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 6	7.88	0.13	98,66	93,57	0,00	3,39	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 7	8.26	0.12	98,66	93,57	0,00	0,00	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 8	9.13	0.11	98,66	97,13	0,00	0,00	3,56	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 9	11.30	0.09	98,66	98,81	0,00	0,00	1,69	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 10	12.05	0.08	99,77	98,81	0,00	1,11	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 11	13.54	0.07	99,77	100,00	0,00	0,00	1,19	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 12	13.57	0.07	99,77	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 13	15.58	0.06	100,00	100,00	0,00	0,23	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 14	17.36	0.06	100,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00
3/ 15	21.00	0.05	100,00	100,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1835821,46	1835821,46	0,00

10 – Diagrammes des forces :



Annexe

11 – Diagrammes de déformation :

