

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Memoire de fin d'études



*En vue de l'obtention du diplôme de Master Académique en
Génie Civil*

OPTION : construction métallique

Thème

**Etude comparative entre deux systèmes de contreventements
en X et portique auto stable**



Etudié par :

M^r BELHOCINE SADEK

Dirigé par:

M^r MISSOUM

Promotion 2014/2015

Dédicace

*A mes parents dont le rêve était toujours de
me voir réussir, qu'ils sachent que leur place
dans mon cœur et ma pensée reste et demeure
immense*

*A toute ma famille et tout mes amis"
mitmit, daki.....djema3a Lina'"*

A mes collègue de promotion

*Mon promoteur, son oublier tous mes
enseignants aux quels j'exprime mon
profond respect*

Et à tout ceux qui me sont chers.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Notion sur la construction métallique 02

Chapitre II : Généralité sur les contreventements 07

Chapitre III: Aperçu sur les effets sismiques 25

Chapitre IV: présentation, pré dimensionnement de l'ouvrage charge et surcharge 36

Chapitre V: Etude sismique 46

Chapitre VI: Récolte et discussions des résultats 79

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale :

La construction métallique a connu ces dernières années un essor important puisqu'elle a montré qu'elle peut être économique à souhait et présente un certain nombre d'avantages indéniables par rapport aux constructions classiques.

Dans le but d'aller de l'avant, les concepteurs redoublent d'effort pour trouver des systèmes plus performants et répondant à un souci économique de plus en plus exigeant.

La stabilité latérale de ces constructions constitue le problème primordial. Nous l'avons appris à nos dépens lors des différents tremblements de terre enregistrés.

Dans ce type de construction, cette stabilité est assurée par différents systèmes de contreventement en amélioration perpétuelle. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes, il existe essentiellement trois systèmes structuraux :

- Les structures en portique auto stable : Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Le principal inconvénient de ces structures très dissipatives est le comportement flexible pouvant favoriser leur mise en résonance avec le sol.
- les structures à palées triangulées centrées : Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec les jonctions poteaux-poutres. Pour ce genre de structure la stabilité latérale est assurée soit par les diagonales tendues (contreventement en X), soit par la combinaison simultanée des diagonales tendues et comprimées (contreventement en V et V renversé). Ces structures manifestent un meilleur comportement comparativement aux structures contreventées par cadres auto stables.
- les structures à palées excentrées : Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. Ces systèmes de contreventement, toujours en cours d'investigation, s'avèrent plus performants que les systèmes de contreventement traditionnels.

Notre étude ne concerne cependant que le système de contreventement à palées triangulées centrées en X .et portique auto stable Elle a pour principaux buts la comparaison entre les deux système calculés pour un bâtiment à étages et à usage habitation

I.1. Introduction

Bien que le fer soit connu dès les premiers temps de la présence de l'Homme sur terre, à cette époque et même à une époque pas très loin sont utilisation se limite à l'utilisation militaire. Leur utilisation en tant que composants principaux des structures est relativement récente. La Révolution industrielle en a fourni à la fois les moyens et les besoins. La fusion du coke et l'énergie due à la vapeur permirent une augmentation importante de la production de fer et les bâtiments d'usines furent les premiers à faire appel à l'utilisation de ce matériau en structure, pour remplacer le bois. Et le fer fut utilisé de façon de plus en plus importante dans la construction de bâtiments à étages.



Figure I.1 : Une construction métallique

I.2. Historique de la construction Métallique

Le fer a commencé à faire son apparition comme un vrai élément de construction

au 18ème siècle, alors que les matériaux usuels à cette époque étaient le bois et la pierre.

Avec l'introduction du fer comme élément de construction en 19ème siècle, les méthodes de conception furent bouleversées. Le concepteur ne travailla plus en effet avec des éléments singuliers, en fonte, moulés en atelier, mais avec des profilés standards en I, T, L, H, etc., dont l'assemblage permettait d'obtenir les solutions recherchées. Ce passage d'éléments uniques à des produits standardisés ne fut possible que grâce aux nombreux développements effectués dans le domaine des chemins de fer. Ce succès ne fut possible que grâce à l'introduction massive du rivet comme moyen d'assemblage, qui permettait une combinaison presque illimitée des produits de bases. Ces nouveaux moyens d'assemblage permirent une architecture révolutionnaire utilisant le fer.



Figure I.2 : La tour d'Eiffel réalisé en 1886 en construction métallique

Les progrès techniques dans le domaine sidérurgique contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau, l'acier, qui devait une nouvelle fois révolutionner le domaine de la construction métallique, avec l'apparition de la soudure et de profilés de plus grande longueur, supérieure à 6 m. L'utilisation de l'acier devint ainsi de plus en plus massive en cette fin de 19ème siècle.

En début de 20ème siècle l'acier a connue une forte concurrence du béton. L'engouement pour ce nouveau matériau entraîna une baisse significative du nombre d'ouvrages en métal construits durant cette période, cependant que de nombreux concepteurs contribuèrent à faire

évoluer la construction métallique et à sensibiliser la profession sur ses avantages et sa rationalité. La situation était toute inverse en Amérique du nord où l'acier répondait de manière tout à fait satisfaisante à la création d'immeubles de grandes hauteurs à coût modéré, et fût utilisé massivement.

A la fin de la 2eme guerre mondiale fût caractérisée par un besoin urgent de reconstruction et de rattraper le retard. La rapidité d'exécution, l'économie de moyens et la rationalité étaient alors des contraintes à respecter. La construction métallique répondait parfaitement à ces exigences, et pouvait bénéficier d'une industrie métallurgique très forte, développée pour des besoins militaires. L'acier fût dès lors massivement utilisé.

Les années 70 furent marquées par un nouveau type architectural basé sur la mise en valeur de la haute technologie. Cependant il fallut attendre les années 80 pour entrevoir les premiers signes d'une architecture inventive, caractère de la construction en acier d'aujourd'hui (carénage continu, forme d'ailes d'avion ou de bateau, utilisation de mâts et habillage de verre et d'acier).

I.3. Avantages et inconvénients de l'acier

I.3.1. Avantages

a) Avantage pour les constructeurs et les consommateurs

- Un comportement ductile, qui correspond a de grandes capacités de déformation, est très intéressant pour résister aux séismes.
- Une grande flexibilité.
- Des structures légères (la meilleure proportion entre résistance et poids).
- Durée d'exécution petite avec un cout moins cher par rapport à d'autres constructions.
- La possibilité de fabriquer intégralement (sur mesure) les éléments d'ossature en atelier avec une grande précision et une grande rapidité.
- Facilité de mise en œuvre sur le chantier (les opérations sur site de travail sont limitées à des assemblages)
- La grande résistance de l'acier à la compression et la traction ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées.
- Moins de déchets et de pertes pendant la réalisation.
- La possibilité de la modification même après la réalisation.

b) Avantage sur l'environnement

- L'acier est un matériau 100% recyclables.
- Pas d'impact négatif sur l'environnement.
- les structures en acier utilisent approximativement 25% d'acier recyclé.
- Le programme de recyclage de l'acier réduit les pertes de matériaux solides et conserve les ressources naturelles.
- L'acier est le matériau le plus recyclé par rapport au verre et le plastique.

I.3.2. Inconvénients

- Mauvaise tenue contre les hautes températures (le premier ennemi de la construction métallique)
- Des mesures extrêmes de la protection contre le feu.
- Nécessité d'entretien régulier contre la corrosion.
- Les structures métalliques sont des structures légères et ça nécessite des mesures en plus contre le vent (vulnérabilité en vent).

I.4. Domaine d'utilisation

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. Elles emploient, en particulier, les tôles et les profilés.

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art (ponts, grandes couvertures). Dans le cas des bâtiments, les halles industrielles lourdes (aciéries) ou légères (usines de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci, et pour l'utilisation de ponts roulants. Même dans les pays en développement, les charpentes industrielles se montrent compétitives, grâce à la facilité du montage et de l'expédition des éléments constitutifs par voie maritime ou terrestre. Les tours d'immeubles, nombreuses aux États-Unis, ont mis en lumière l'intérêt de la rapidité du montage, qui permet d'économiser des frais financiers importants par rapport à des solutions plus traditionnelles. Les ponts et les passerelles forment un secteur de pointe dans lequel on distingue les ponts suspendus de grande portée et les ouvrages démontables ou déplaçables. Plusieurs réalisations revêtent un caractère spectaculaire.



Figure I.3 : Pont Verrazano à New York



Figure I.4 : Le grand palais des Beaux-arts a Paris

I.5. le comportement des constructions métalliques sous l'action sismique

Il est évident que le comportement des structures métalliques lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement à l'action de vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, le passage des ondes sismiques sous la structure provoque des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure. L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, la distance par rapport à l'épicentre, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période fondamentale, la rigidité, l'amortissement, la ductilité, la masse totale ...etc.

Lors d'un séisme on peut constater les phénomènes suivants ;

- Flambement des poteaux.
- Plastification des poutres et palées
- Défaillances des éléments d'assemblage

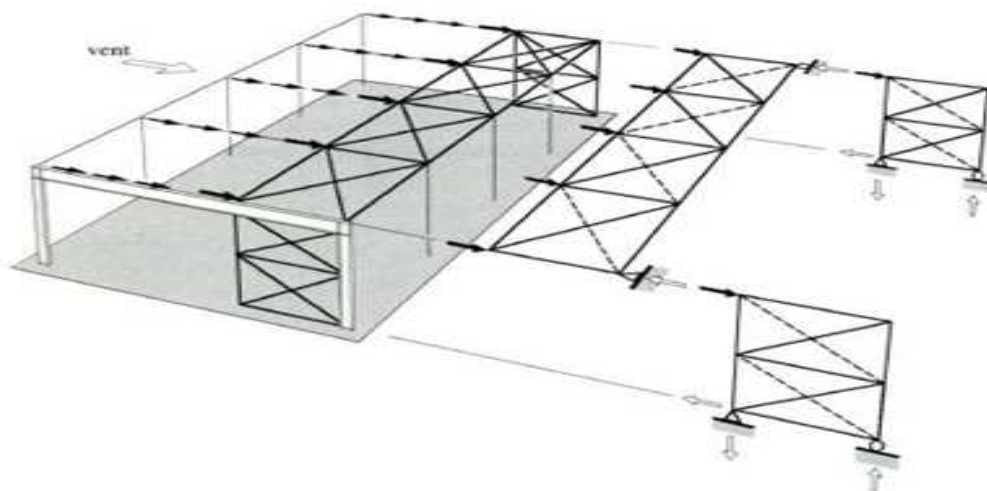
II.1.Présentation des contreventements

Le contreventement en charpente métalliques s'effectue généralement par les trois principaux systèmes structuraux, à savoir les portiques auto stables (MRF, en anglais ; Moment Résistant Frames), les portiques avec triangulation centré (CBF, en anglais ; Centrally Braced Frame) et avec triangulation excentré (EBF, en anglais ; Eccentrically Braced Frame). Ces systèmes de contreventement s'avèrent très important dans le cheminement des forces jusqu'aux fondations, qui sont imposées soit par les charges gravitaires, soit par les charges latérales, dont celles-ci sont provoquées généralement par le vent ou le séisme.

II.1.2Définition

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principal rôle d'assurer la stabilité des structures non auto stables vis-à-vis des actions horizontales provoquées par les tremblements de terre, le vent, les chocs...etc.

La plupart des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation disposées entre les éléments porteurs (poteaux, traverses, pannes...) de façon à constituer des poutres à treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leur plan et agissant de préférence aux nœuds.



FigureII.1 Cheminement des forces transversales dans le cas d'une structure à toiture horizontale.

Les structures contreventées sont plus rigides, moins déformables, et imposent moins de dommages aux éléments non structuraux que les structures à cadres auto stables.

II.2 Contreventement vertical

Il est primordial de stabiliser les poteaux des ossatures. Dans le plan d'un portique, cette stabilité est assurée par l'action de l'ossature et par l'assemblage traverse/poteau résistant en flexion (voir la Figure 1.1). Il est nécessaire d'assurer un maintien dans le plan perpendiculaire à celui du portique par le biais d'éléments supplémentaires qui maintiennent les poteaux en position verticale et résistent aux charges, telles que les charges de vent, lesquelles s'exercent dans une direction perpendiculaire au portique. Les poteaux sont supposés être légèrement inclinés par rapport à la verticale. La méthode la plus simple pour tenir compte de cet effet consiste à introduire des efforts horizontaux équivalents comme illustrés par la Figure 2.1.

Ces efforts peuvent se produire dans n'importe quelle direction, mais ils sont considérés comme n'agissant que dans une seule direction à la fois.

Le contreventement est conçu pour résister aux charges de vent ainsi qu'aux efforts horizontaux équivalents

imperfection initiale d'aplomb

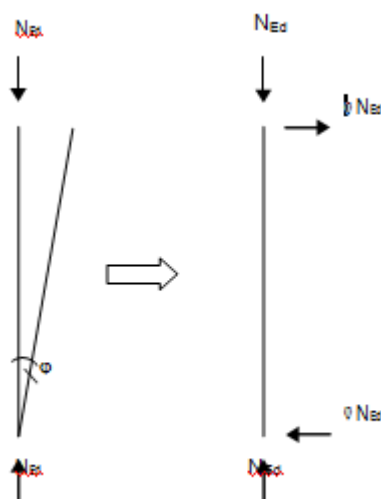


Figure. II.2 Remplacement des imperfections initiales par des efforts horizontaux équivalents

II.2.1 Contreventement de toiture

Un contreventement doit être prévu dans les plans de la toiture pour renforcer et rigidifier les points de maintien supposés dans les vérifications de stabilité des barres. Par ailleurs, le contreventement doit résister à tous les efforts appliqués perpendiculairement aux ossatures.

Il est nécessaire de prévoir un contreventement de toiture, ou toute autre effet diaphragme équivalent assuré par le bac acier de la toiture pour pouvoir supporter les efforts horizontaux résultant des effets suivants :

Forces du vent exercées au niveau du pignon

Efforts de stabilité émanant de tout poteau non contreventé par son propre système de contreventement dans le plan vertical

Efforts de stabilité locaux émanant des semelles des traverses et des jarrets



Figure II.3 Contreventement d'une toiture

II.3 Types de structure :

Les structures métalliques peuvent être classées dans l'une des catégories suivantes, en fonction de leur comportement sous chargement sismique :

II.3.1 Ossatures à cadre ou en portique :

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres ou dans les assemblages, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. Les zones dissipatives peuvent aussi être situées à la base de l'ossature et au sommet des poteaux dans le dernier niveau des bâtiments à plusieurs étages (*Eurocode 8*).

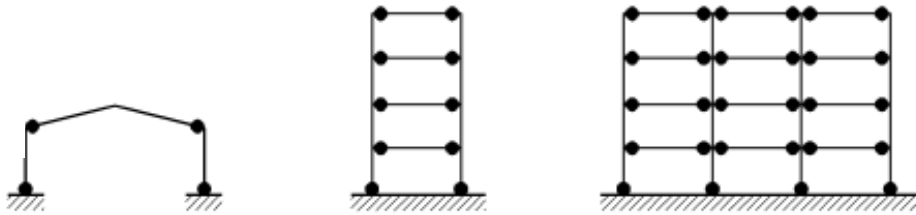


Figure II.4 Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux).

Bien que ces structures soient très dissipatives, leur comportement flexible peut favoriser leur mise en résonance avec le sol surtout dans le cas d'un signal sismique potentiellement riche en basses fréquences (longues périodes). Dans ce cas, il est préférable de prévoir des contreventements afin de réduire leur période propre d'oscillation et d'exclure une éventuelle mise en résonance avec le sol d'assise.

II.3.2 Ossatures avec triangulation à barres centrées :

Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec la jonction poteaux-poutres. La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction de ces barres à condition que le phénomène de flambement de ces dernières soit vérifié dans le cas de la compression. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans les barres tendues.

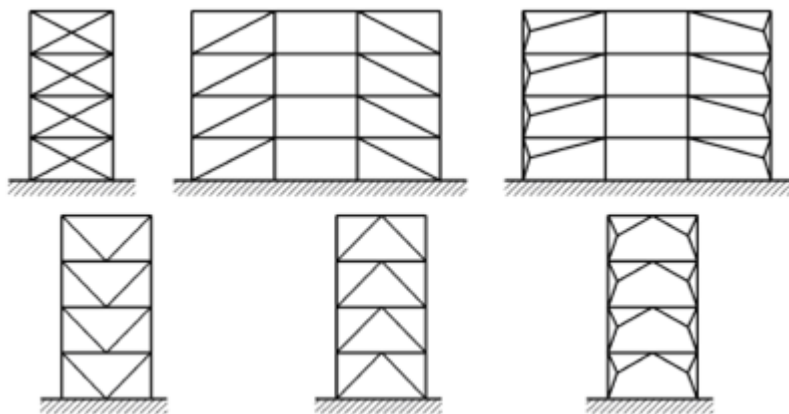


Figure II.5 Ossatures avec triangulation à barres centrées

II.3.3 Ossatures avec triangulation à barres excentrées :

Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. La dissipation de l'énergie sismique se fait principalement par plastification des barres tendues mais peut se faire par formation, dans des tronçons sismiques, d'une rotule plastique travaillant soit en flexion cyclique, soit en cisaillement cyclique. Il convient donc d'utiliser des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement seront actifs, comme le montre la figure ci-dessous (Eurocode 8)

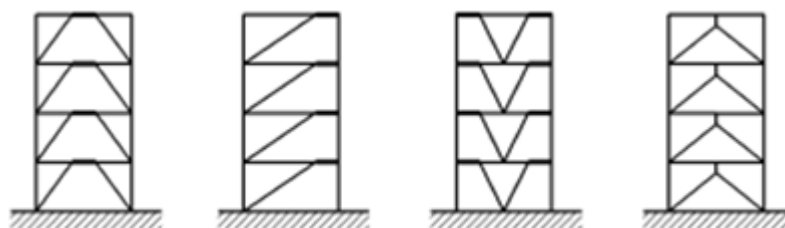


Figure II.6 Ossatures avec triangulation à barres excentrées

II.4. LES types de contreventement à barres centrées :

Il existe plusieurs configurations pour les systèmes de contreventement à barres centrées parmi lesquelles on peut citer :

II.4.1_Contreventement en X (croix de Saint André) :

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée figure (4-5). Ce système de contreventement n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.

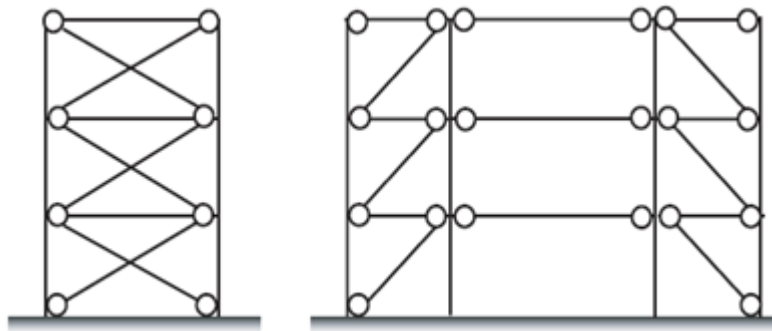


Figure II.7 Contreventement en X
 (1) diagonale sur la même travée
 (2) diagonale sur deux travée différent

II.4.2 Contreventement en V:

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue. La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités.

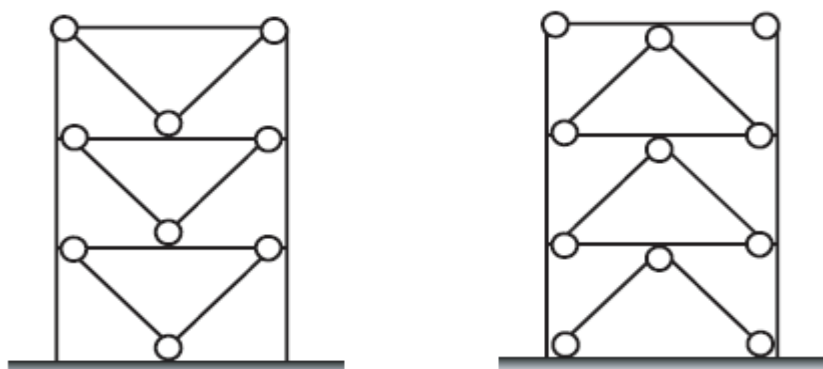


Figure II.8 Contreventement en V

II.4.3 Contreventement en K:

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique. Les contreventements en K sont à éviter surtout dans les zones sismiques vu que l'intersection des barres de contreventement se situe au niveau des poteaux et non des poutres provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure

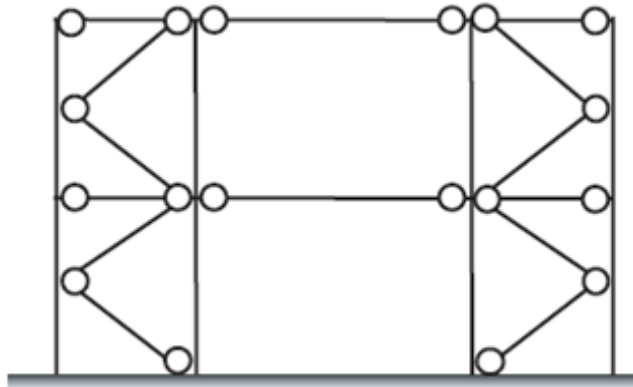


Figure II.9 Contreventement en K

II.5 Fonctionnement des structures avec le déférent système de contreventements:

II.5.1 Fonctionnement de cette structure auto stable:

Leur résistance aux séismes est assurée :

- Par la résistance en flexion des poteaux et poutres
- Et la résistance à la déformation des assemblages dits « rigides » : des encastremets.

Dans ces structures, les zones dissipatives sont situées au voisinage des nœuds d'assemblage, de préférence dans les poutres. Les rotules plastiques fonctionnent en flexion alternée. Si celles-ci sont bien localisées, en raison de leur nombre potentiel élevé, ces structures très dissipatives ont en général un niveau élevé d'hystérétique.



Figure II.10 Exemple des structures autostables

II.5.2 Fonctionnement de ces structures à contreventement centré en X:

Dans ce cas les diagonales de contreventement sont assemblées sur les nœuds d'intersection des barres qui ne doivent pas être sollicitées en compression par les diagonales.

Les barres de contreventement ont donc des sections réduites et elles n'interviennent efficacement dans la résistance dissipative de la structure que sous sollicitation en traction. Elles flambent rapidement en compression.

Ce système est assez peu dissipatif (dégradation rapide des tirants).

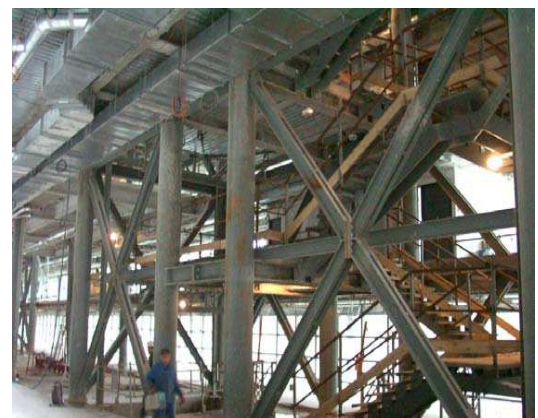


Figure II.11 Exemple des structures à contreventement centré en X

II.5.3 Fonctionnement de ces structures à contreventement centré en V:

Dans ce cas, le point d'intersection des diagonales de contreventement se trouve sur une poutre. Ces assemblages sont généralement articulés, mais les encastremets sont préférables. La résistance à l'action sismique horizontale résulte de l'action conjointe des diagonales tendues et comprimées. Les sections des barres sont donc plus importantes que pour les croix de St André.



Figure II.11 Exemple des structures à contreventement centré en V

II.5.4 Fonctionnement de ce contreventement centré en K:

Dans ce cas, le point d'intersection des diagonales de contreventement se trouve sur l'axe des poteaux.

Ce type de contreventement crée des poteaux bridés donc des concentrations de contraintes ponctuelles sur des éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble.

commentaire:

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des lignes d'épure des diagonales de contreventement se trouvent sur l'axe des poteaux. Un tel système ne doit pas être considéré comme dissipatif.

II.5.5 Fonctionnement des systèmes de contreventement excentré :

Les excentremets produisent des « tronçons courts » (dans les poutres ou, de préférence, dans les barres de contreventement) ;

Les tronçons courts créés par l'excentrement des barres de contreventement créent des rotules plastiques qui travaillent en cisaillement (et non en flexion), ce qui leur assure un rendement beaucoup plus élevé. Il est important que l'emplacement de ces rotules soit bien maîtrisé.

Moyennant quoi, ce type de structure justifie d'un coefficient q très élevé. Le tronçon court doit être raidi (et non affaibli par un percement).

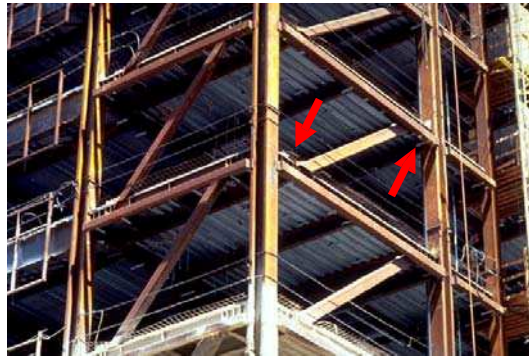


Figure II.12 Exemple d'une structure à contreventement excentré

II.6 .Les stratégies pour les assemblages entre éléments:

Résistance à l'arrachement :

Bien réalisées, les liaisons entre éléments (soudure ou boulonnage) doivent assurer la continuité mécanique des éléments assemblés. Les règles définissent les conditions de mise en œuvre. Eviter toute rupture fragile (protocoles de mise en œuvre à respecter). Les zones ductiles dans les barres doivent « fonctionner » (formation de la rotule plastique) avant que le niveau de contraintes soit trop élevé dans les assemblages.

Encastrement ou articulation :

Les règles sont formelles, l'assemblage doit être conçu et dimensionné pour être soit :

- **rigide** (plastification hors de la zone critique), il contribue directement à la stabilité d'ensemble.
- **articulé** (vraie articulation ou rotule plastique sur la liaison entre les éléments)

Pas d'assemblage semi-rigide pouvant changer le mécanisme « projeté » pendant le séisme :

par manque de résistance, l'assemblage semi-rigide devient une articulation.



Figure II.13 Chantier du palais de justice de Grenoble (Document P. Balandier) Liaisons rigides sur l'ossature principale et articulées, par faiblesse de la plaque d'assemblage qui peut plastifier rapidement, entre les barres des croix de Saint-André et la structure principale



Figure II.14 Articulations « vraies », ne nécessitant pas la plastification, pour la liaison de tirants de contreventement (Document P. Balandier)

les assemblages soudés :

Les assemblages entièrement soudés, réalisés par cordon de soudure, présentent une meilleure continuité mécanique et un comportement plus ductile. En cas de défaut de réalisation, le risque d'éclatement fragile existe (les discontinuités créent un effet d'entaille). Aussi il est recommandé de souder en usine les assemblages de pièces sensibles et d'épaisseur importante. Les règles PS-92 (§ 13.6) précisent leurs conditions de résistance



Figure II.15 Ossature acier enrobée de BA. Rupture par cisaillement sur soudure mal réalisée entre le poteau et la poutre. (Séisme d'Anchorage, 1964) (Document Karl-V. Steinbrugge)

Les assemblages boulonnés :

Les règles PS-92 (§ 13.6) précisent leurs conditions de résistance pour les barres principales et de contreventement.

Cas des ancrages au soubassement :

En zone sismique, les liaisons entre la superstructure et les fondations ne devraient pas compter sur la simple adhérence des boulons dans le béton, même avec crochets, mais se faire par des butées (plaques d'arrêt ou barres), plus à même de mobiliser le massif. Les tiges filetées doivent être ductiles afin d'éviter la rupture fragile sous les efforts à l'arrachement.



Figure II.16 Ossature acier enrobée de BA. Rupture par cisaillement sur soudure mal réalisée entre le poteau et la poutre. (Séisme d'Anchorage, 1964) (Document Karl-V. Steinbrugge)

II.6 Coefficient de comportement :

Introduction

Dans la vision de la génération actuelle des règlements parasismiques, la capacité des systèmes structuraux dissipatifs à résister aux actions sismiques dans le domaine inélastique est exprimée par le paramètre dit « facteur de comportement structural », en général noté q selon EC8 et R selon RPA. Ce facteur permet aussi d'obtenir le chargement sismique, à savoir le spectre de calcul en accélération et l'effort statique à la base (utilisés pour le dimensionnement de la structure).

Dans ce paragraphe, on traite le facteur de comportement des structures métalliques seulement, Il existe essentiellement trois systèmes principaux des structures métalliques utilisés pour résister aux actions sismiques horizontales. Il devrait également noter que d'autre configuration de ce type tel que les diagonales résistantes au flambement (buckling resistant braces) ou les murs spéciaux de cisaillement, ces

deux systèmes ont été mentionnés dans le règlement américain (AISC, 2005), ils ne sont pas spécifiés dans la version actuelle de l'EC8

Il est essentiel de citer les classifications des structures et leurs facteurs de Comportement préconisés par chaque règlement parasismique, notamment le règlement algérien RPA99/2033[3], l'europeen EC8 et Américain UBC97 .

II.6.1 Evaluation du facteur de comportement

Dans la littérature, il existe plusieurs méthodes pour déterminer le facteur structural q .

Selon le point de vue de Mazzolani et Piluso [2,7, 23], on peut distinguer :

- les méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité (dans le cas de structures Suffisamment régulières) ;
- les méthodes basées sur l'extension, à des structures à plusieurs degrés de liberté, des résultats concernant la réponse dynamique inélastique des systèmes à un seul degré de liberté ;
- les méthodes basées sur une approche énergétique.

Une définition relativement générale du facteur de comportement a été donnée par Ballio

$$q_a = \frac{a_u}{a_e}$$

où :

α_u : la valeur maximale de l'accélération du sol qui conduit à la ruine de la structure

α_e : la valeur de l'accélération du sol qui conduit à une première plastification, dans la Structure

II.6.2 Evaluation du facteur de comportement

Dans la littérature, il existe plusieurs méthodes pour déterminer le facteur structural q .

Selon le point de vue de Mazzolani et Piluso [2,7, 23], on peut distinguer :

- les méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité (dans le cas de structures suffisamment régulières) ;
- les méthodes basées sur l'extension, à des structures à plusieurs degrés de liberté, des résultats concernant la réponse dynamique inélastique des systèmes à un seul degré de liberté ;
- les méthodes basées sur une approche énergétique.

Une définition relativement générale du facteur de comportement a été donnée par Ballio

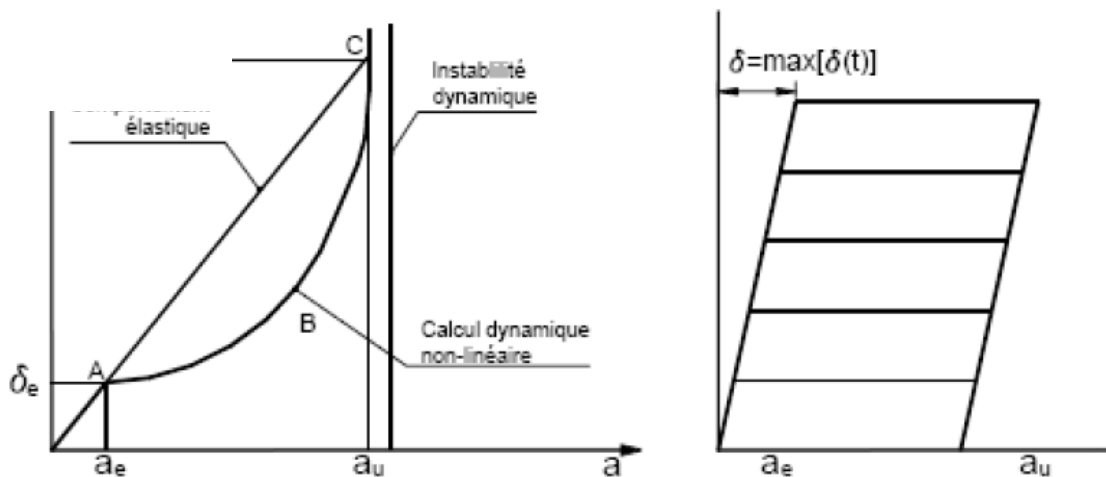


Figure II.17 Méthode de Ballio

Cette définition implique en pratique d'utiliser des analyses dynamiques non linéaires de réponse dans le temps effectuées à partir d'accélérogrammes du sol, systématiquement amplifiés à l'aide d'un multiplicateur pour obtenir les valeurs de a_e et a_u . Il y a par ailleurs plusieurs critères pour définir le stade ultime structural, pouvant conduire à des résultats différents et parfois contradictoires du facteur q . On peut mentionner par exemple :

- les critères basés sur l'atteinte de la ductilité maximale locale, au niveau des assemblages et/ou des éléments structuraux ; point B sur la Figure II.17 ;

- ceux basés sur le dépassement de valeurs limites de déformabilité (déformation totale ou relative entre les étages) ; encore point de type B sur la Figure II.17 ;
- et ceux basés sur l'atteinte d'un comportement dynamique instable et fortement inélastique – point C sur la Figure II.17.

II.6.3 Facteur du comportement imposé par les normes

Dans ce paragraphe on concentre sur les valeurs du facteur du comportement structural imposées par les codes parasismiques pour les structures métalliques, notamment l'Eurocode8, RPA99/2003et UBC97 . Les valeurs du coefficient de comportement indiqué dans le règlement devraient être considérées comme limite supérieure même si l'analyse dynamique non linéaire dans certains cas montre des coefficients q plus élevés

II.6.3.1 Eurocode8

Le TableauII.1 montre les types structuraux principaux ainsi que la zone dissipative associée et leurs valeurs du coefficient de comportement q selon les recommandations et classifications de l'eurocode 8.

La capacité de dissipation d'énergie des ossatures est caractérisée par le coefficient de comportement q , plus le facteur de comportement est grand, plus que la dissipation d'énergie du système associé est plus élevée.

αI est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour atteindre, pour la première fois en un point quelconque de la structure, la résistance à la flexion d'un élément, toutes les autres actions de calcul étant constantes ;

αu est la valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour obtenir la formation de rotules plastiques dans un nombre de sections suffisant pour développer une instabilité globale de la structure, toutes les autres actions de calcul étant constantes.


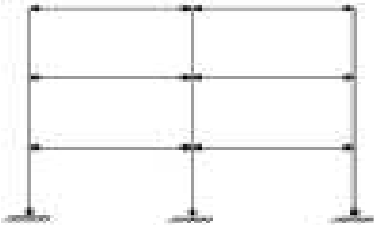
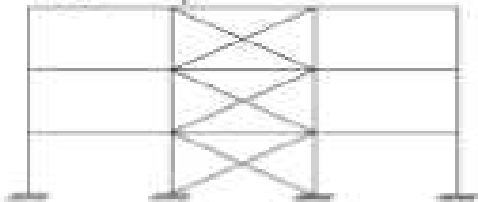
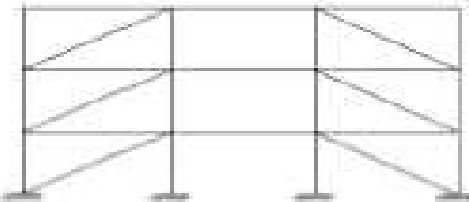
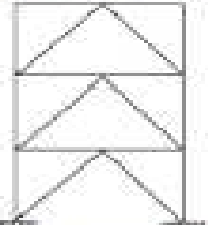
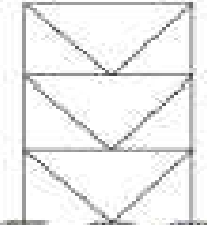
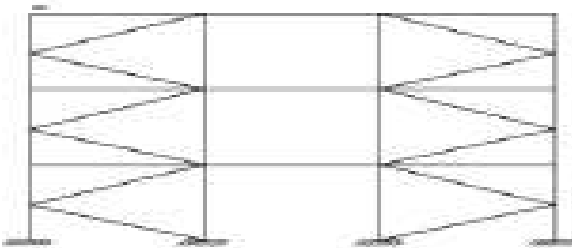
Le coefficient αu peut être obtenu à partir d'une analyse non linéaire globale.

Le coefficient multiplicateur $\alpha u/\alpha I$ dépend du rapport rupture/premier résistance plastique des structures. Une évaluation raisonnable de cette valeur peut être déterminée par une analyse conventionnelle non linéaire 'pushover ', mais ne devrait

pas dépasser 1.6.

Lorsque le coefficient multiplicateur au/aI n'a pas été évalué par le calcul, pour les bâtiments réguliers en plan, les valeurs approximatives de au/aI indiqué dans le tableau 6.1 peuvent être utilisées, Si le bâtiment présente une irrégularité en élévation, les valeurs calculées doivent être réduit par 20%.

Tableau II.1 valeur du coefficient de comportement selon EC8

| Type structural | Coefficient q | |
|--|---|----------------------|
| | DCM | DCH |
| <p>Portique auto-stable</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$ (1 étage) $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$ (plusieurs étages)</p> <p>Les zones dissipative dans les poutres et à la base des poteaux</p> | 4 | $5\alpha_u/\alpha_1$ |
| <p>Triangulation a barres centrées</p>   <p>Les zones dissipative dans les diagonales tendues seulement</p> | 4 | 4 |
| <p>Triangulation a barres centrées en V</p>   <p>Les zones dissipative dans les diagonales comprimées et tendues</p> | 2 | 2.5 |
| <p>Triangulation a barres centrées en K</p>  | ne sont pas considérés comme dissipatives | |



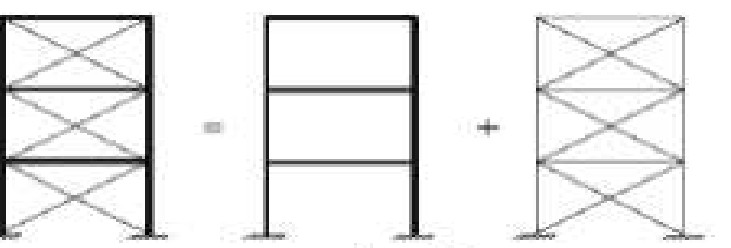
| Type structural | Coefficient q | |
|--|---------------|----------------------|
| | DCM | DCH |
| <p>Triangulation a barres excentrées</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$ Les zones dissipative dans le tronçon sismique</p> | 4 | $5\alpha_u/\alpha_1$ |
| <p>Pendule inverse</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$ $\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$</p> <p>Les zones dissipatives à la base du poteau, ou à l'extrémité du poteau ($N_{Pd}/N_{pl,Rd} < 0.3$)</p> | 2 | $2\alpha_u/\alpha_1$ |
| <p>Portique autostable combiné avec diagonales centrées</p>  <p>$\alpha_u/\alpha_1 = 1.2$</p> <p>Les zones dissipatives par le portique et les diagonales tendues</p> | 4 | $4\alpha_u/\alpha_1$ |

Tableau II.2 Types des structures et coefficient de comportement selon EC8 (suite)

D'après EC8, les structures régulières en zones de faible séismicité ayant les systèmes structuraux conçus par des sections standards, un facteur de comportement de 1.5-2.0 peut être adopté (sauf les diagonales en K) en vérifiant seulement les exigences de résistance d'EN 1993-1 (EC3) .

II.6.3.2 RPA 99 Version 2003

Les valeurs du coefficient de comportement R de RPA99/2003 sont récapitulées dans le tableau II.3 On note que ce règlement ne traite pas les ossatures avec triangulations à barres excentrées

Tableau II.3 Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003[3]

| | Type de contreventement | |
|-----|---|---|
| 7 | Portiques autostables ductiles | 6 |
| 8 | Portiques autostables ordinaires | 4 |
| 9a | Ossature contreventée par palées triangulées en X | 4 |
| 9b | Ossature contreventée par palées triangulées en V | 3 |
| 10a | Mixte portiques/palées triangulées en X | 5 |
| 10b | Mixte portiques/palées triangulées en V | 4 |
| 11 | portiques en console verticale | 2 |

III Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de donner d'une part, un aperçu sur les séismes et leurs effets sur l'environnement, et de préciser d'autre part les principes et les objectifs visés par les règlements parasismiques afin d'améliorer davantage le comportement des structures vis-à-vis des séismes et minimiser de ce fait les pertes en vies humaines.

III.1. Définition des séismes :

Un tremblement de terre est le résultat d'une libération soudaine d'énergie générée le plus souvent par un mouvement des plaques tectoniques qui constituent la croûte terrestre. Ces mouvements peuvent s'effectuer le long des lignes de contact des plaques (inter-plaques), ou bien le long des failles au sein de ces dernières (intra-plaques). Le dépassement de la résistance au frottement des plaques est à l'origine de ces mouvements, provoquant ainsi une rupture brutale à la suite de laquelle un nouvel état d'équilibre provisoire est réalisé.



Figure III.1 : Carte des principales plaques tectoniques dans le monde.

Il existe d'autres phénomènes pouvant provoquer un tremblement de terre tels que les volcans, les glissements de terrains, les explosions d'origine humaine...etc. mais leurs effets sont de moindre importance que ceux causés par les mouvements des plaques.

III.2. 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 rapport aux plaques voisines certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent, sur une couche de roches plus ductiles située au niveau du manteau.

III.2.1 Propagation des ondes :

L'énergie libérée lors d'un séisme se dissipe sous forme d'ondes qui se propagent à partir de l'hypocentre ; endroit où se produit le séisme, et font le tour du globe tout en s'atténuant progressivement sous l'effet de l'amortissement du sol. En effet, les ondes parcourent ce dernier suivant toutes les directions et engendrent en surface des déplacements plus ou moins importants et un mouvement complexe difficile à prédire dans un site donné.

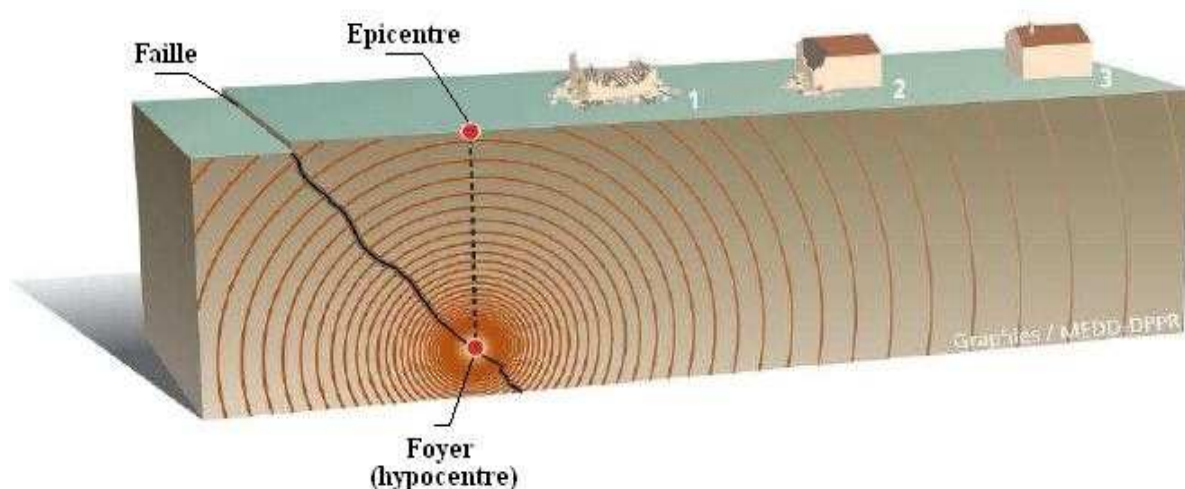


Figure III.2 Propagation des ondes sismiques.

On peut distinguer deux principaux types d'ondes sismiques :

- **Les ondes de volume** : Ces ondes prennent naissance au niveau du foyer et se propagent sous forme d'ondes longitudinales et transversales.

Les ondes longitudinales (ou ondes P) produisent de légères vibrations et ont une vitesse de propagation supérieure à celle des ondes transversales (ou ondes S). Elles se propagent par compression – dilatation alternées et s'accompagnent d'un changement de volume du milieu dans lequel elles évoluent. Les ondes transversales quant à elles provoquent un cisaillement sans changement de volume et se propagent uniquement dans des milieux pouvant transmettre les efforts de cisaillement.

- **Les ondes de surface** : Ces ondes résultent de l'effleurement de la surface du sol par les ondes de volume et se propagent sous formes d'ondes de Rayleigh et de Love.

Les ondes de Rayleigh (ou ondes R) provoquent un mouvement semblable au mouvement de la houle dans le plan vertical de propagation et entraînent des tractions, des compressions, et des cisaillements dans le sol. De leur part, les ondes de Love (ou ondes Q) génèrent uniquement des contraintes de cisaillement et se propagent dans un plan tangent à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation.

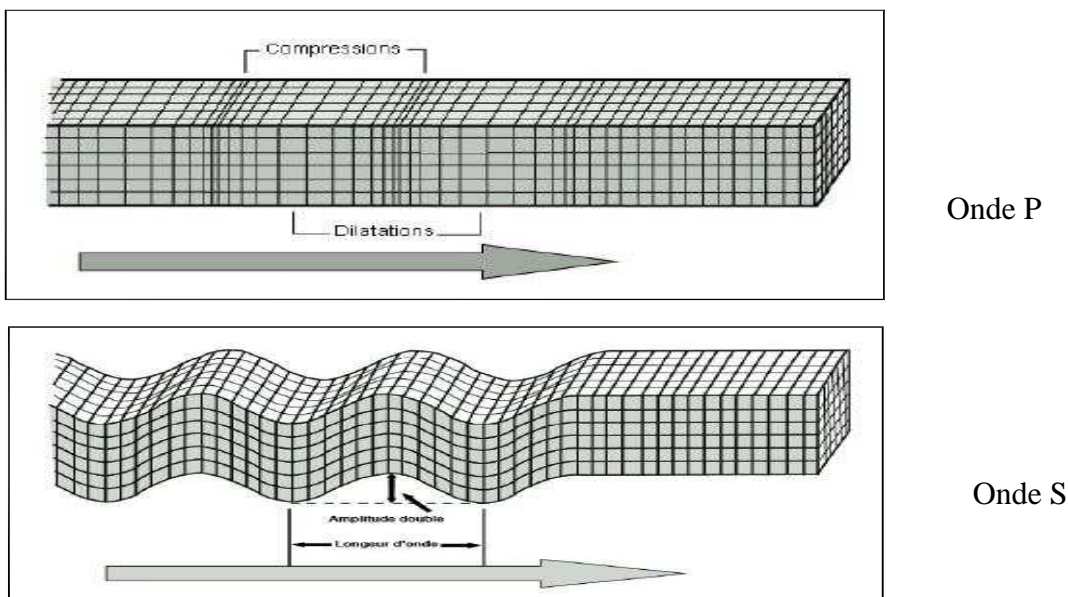


Figure III.3 Propagation des ondes sismiques P et S.

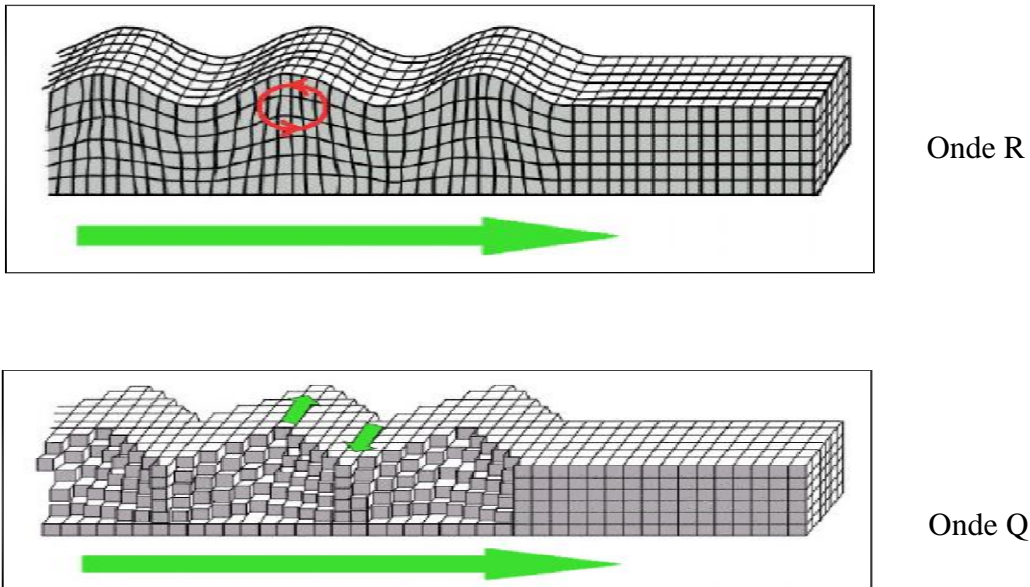


Figure III.4 Propagation des ondes sismiques R et Q

III.3. Effets particuliers des séismes :

Outre les pertes matérielles et humaines que provoquent les tremblements de terre, de nombreux phénomènes peuvent surgir entraînant le plus souvent de graves conséquences. Ces phénomènes dépendent de plusieurs facteurs tels que l'emplacement géographique, la nature du sol, l'endroit du séisme ...etc. Parmi ces phénomènes on peut citer :

Les tassements : sous l'effet des vibrations, certains sites peuvent subir d'importants tassements différentiels pouvant atteindre plusieurs dizaines de centimètres, provoquant ainsi des décrochements significatifs dans le sol et parfois même des glissements de terrain.

La liquéfaction : la mise en mouvement du sol sous l'effet d'un séisme entraîne une augmentation de la pression interstitielle U et qui a pour effet de réduire progressivement la résistance au cisaillement du sol jusqu'à son annulation. Arrivé à ce stade, le sol perd sa capacité portante et commence à se comporter comme un liquide, ce qui entraîne l'inclinaison, voir même le renversement des constructions et des glissements de terrain qui peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres. Ce phénomène touche en particulier les sols composés essentiellement de sable fin saturé en eau et nécessite une énergie de vibration capable d'élever significativement la pression interstitielle.

Le tsunami : ce phénomène est visible uniquement si le séisme se produit au fond de la mer. Ce dernier provoque une formation de vague en surface de l'eau qui se propage sur des centaines de kilomètres depuis le foyer et qui peut atteindre une dizaine de mètre de hauteur pour des séismes majeurs. Arrivée sur la côte, cette vague dévaste tout sur son passage entraînant ainsi les bateaux hors de l'eau et causant la destruction des constructions adjacentes.

III.4. Influence du sol :

La logique des choses voudrait que plus on s'éloigne de l'épicentre et plus les dommages diminuent, ceci n'est pas toujours vrai puisque le sol joue parfois un rôle d'amplificateur de mouvements dans certaines régions. En effet, on a souvent constaté lors des séismes destructeurs que les dommages sont nettement plus élevés dans les zones à formation sédimentaire ou alluvionnaire que dans les zones rocheuses voisines. Les mouvements sismiques sont donc influencés par la nature du sol et par le relief topographique des sites.

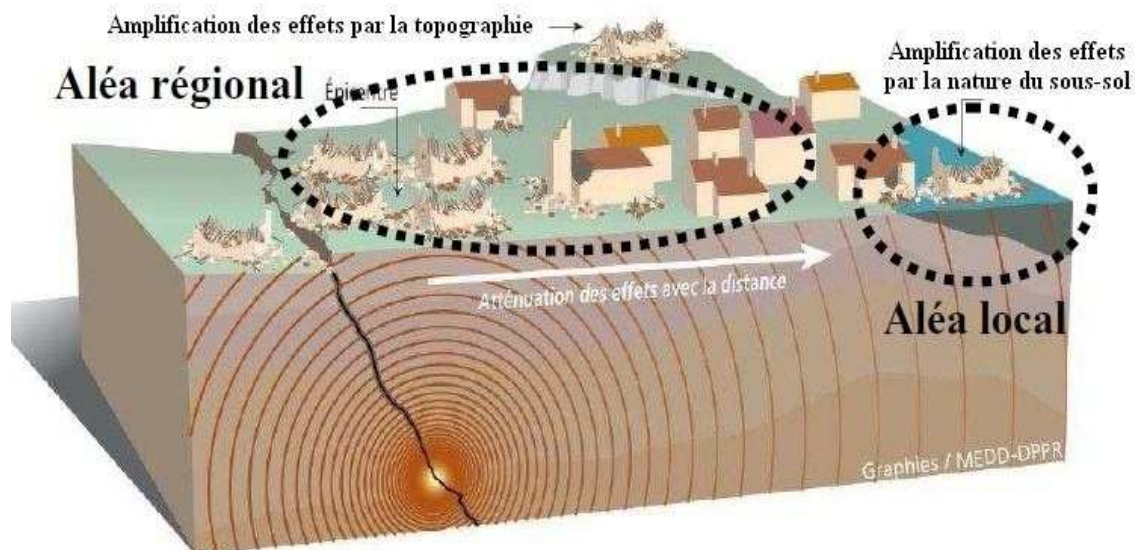


Figure III.5 Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques.

III.5 Comportement des structures durant un séisme :

Il est clair que le comportement des structures lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement au vent qui génère des forces de pression qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, les mouvements sismiques eux produisent des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure. L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc

Afin d'améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôles de s'opposer aux actions horizontales générées par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse, et disposé suivant les directions principales.

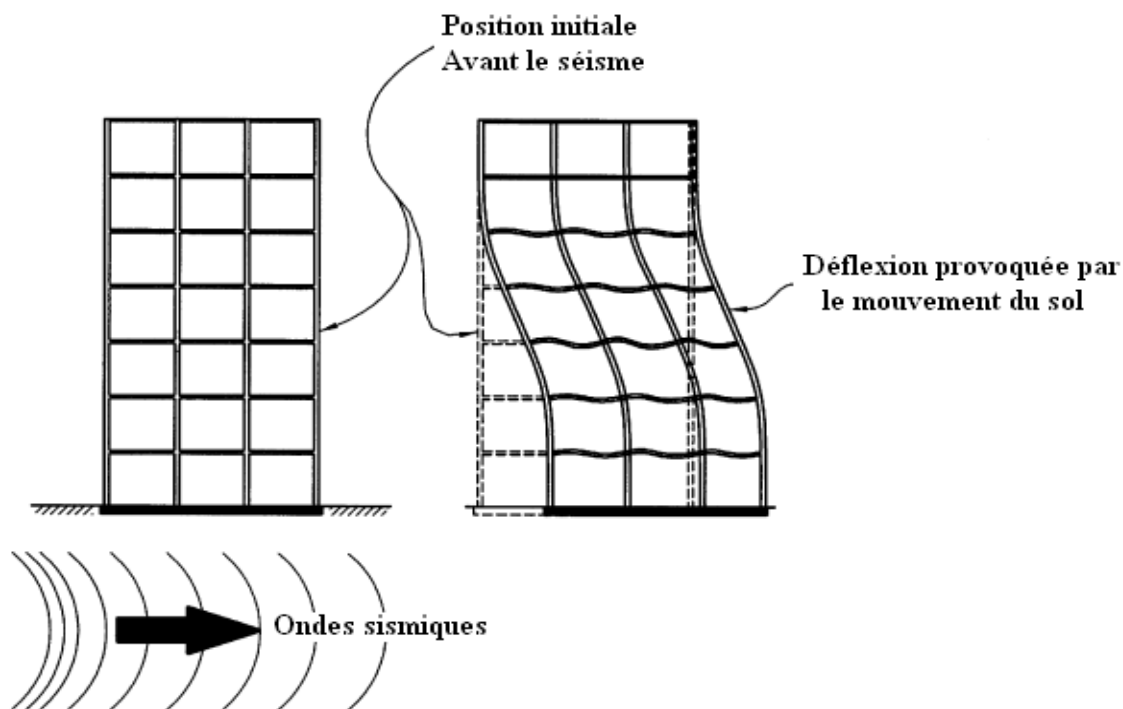


Figure III.6 comportement des structures durant un séisme

III.6 L'effet de séisme sur les structures

Les grands mouvements du terrain induits par les séismes peuvent avoir des conséquences catastrophiques sur les constructions, les vibrations du sol provoqués par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leur mouvement, celles-ci subissent des oscillations horizontales, verticales et de torsions. Les déplacements de la base de la construction engendrent des forces d'inertie de sens opposé au mouvement du sol. Cues forces peuvent être définies comme étant une manifestation des constructions à résister au mouvement.

III.6.1 Effet des Oscillations horizontales

Cues oscillations sont mal supportées par les constructions, bien que leur rigidité latérale est plus faible que la rigidité verticale. Elles subissent des translations, des balancements et des déformations d'ensemble, qui se répercutent sur les divers éléments constructifs.

Les déplacements relatifs des étages sont à l'origine de la destruction d'éléments non structuraux.

Le cisaillement produit généralement dans les murs en maçonnerie ou dans les panneaux de remplissage, endommage plus souvent les poteaux courts à cause de leur rigidité et peut provoquer un glissement de la superstructure sur sa fondation.

La flexion d'ensemble entraîne des ruptures d'éléments porteurs verticaux par écrasement sur le côté comprimé et par traction sur le côté tendu, il peut se produire également des dommages sur les éléments non structuraux. Par ailleurs, l'excentricité des charges verticales résultant des déplacements relatifs des étages provoque dans les murs et les poteaux des efforts axiaux additionnels. Ce phénomène est appelé **effet P- Δ** .

Les balancements des constructions provoquent des déformations inélastiques des sols réduisent ainsi leur résistance et peuvent aussi avoir pour conséquence une inclinaison rémanente des ouvrages.

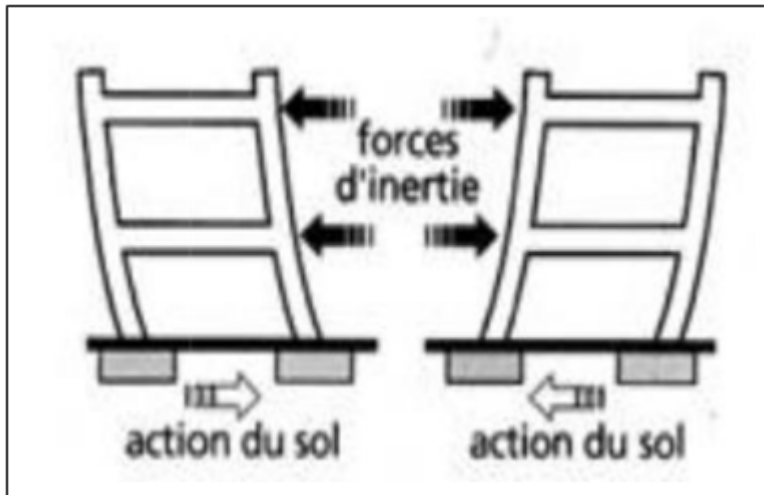


Figure III.7 ; Oscillations horizontales des structures

III.6.2. Effet des oscillations verticales

Les bâtiments ont en général une grande rigidité verticale, puisqu'ils sont conçus pour résister aux charges gravitaires qui sont verticales.

Ces oscillations sont plus dangereuses pour les éléments de franchissement de grande portée, pour les tirants et pour les éléments en porte-à-faux.

Des déplacements différentiels sont observés dus notamment à ces oscillations verticales qui ne sont pas uniformes, qui constitue l'une des causes de balancement des constructions et sont à l'origine des déplacements relatifs des divers parties de leurs fondations.

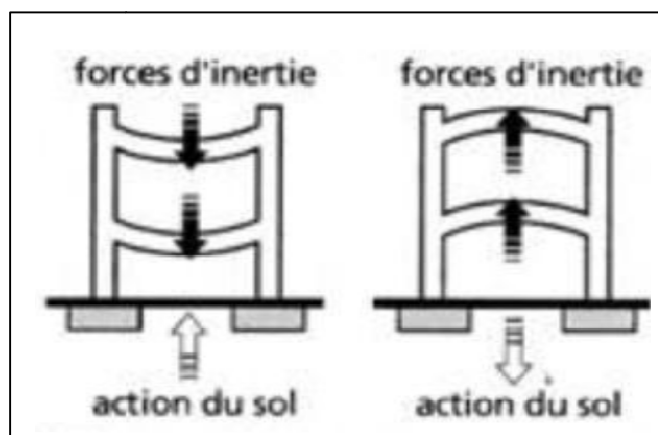


Figure III.8 ; Oscillations verticales des structures

III.6.3 Effet des oscillations de torsion

Ces oscillations sont dues à la mauvaise conception des constructions, elles se produisent principalement dans le cas où le centre de torsion d'un niveau ne coïncide pas avec son centre de rigidité, la construction ainsi est soumise à un couple de torsion horizontale.

Les oscillations structurelles provoquent des dommages considérables à la construction, allant jusqu'à son effondrement.

Par conséquent, toute construction peut être soumise à une torsion plus en moins importante engendrée par des mouvements différentiels du sol, à la présence des charges temporaires (dans le cas des salles de cinéma, théâtre,...) où le centre de masse change avec l'occupation des personnes ces oscillations sont dites accidentelles

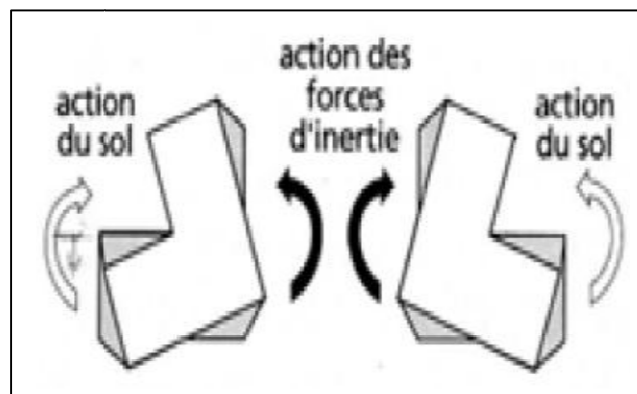


Figure III.9 ; Oscillations de torsion des structures

III.6.4 Les zones sismiques en Algérie

Le règlement parasismique Algérien (RPA99vs2003) a divisé le territoire national en cinq

(5) zones de séismicités d'ordre croissant : [29]

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone IIa : sismicité moyenne
- Zone IIb : sismicité moyennement élevée
- Zone III : sismicité élevée

III.7 Conception parasismique :

Pour avoir une bonne tenue face aux séismes, une construction doit être conçue dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques, en faisant le bon choix des éléments porteurs de la structure, du matériau à utiliser, du type de contreventement...etc. En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne peuvent compenser à eux seuls les défauts de la conception sur le plan parasismique.

Pour qu'une construction soit réellement parasismique, elle doit s'appuyer sur trois points fondamentaux :

- Bonne conception architecturale vis-à-vis des séismes.
- Application des règles parasismiques.
- Exécution de qualité.

III.7.1 Règlementations parasismiques

Afin de minimiser au maximum les dégâts matériels et humains causés par les séismes, de nombreux règlements parasismiques ont vu le jour et sont en constante évolution pour mieux aider les concepteurs à faire des choix judicieux lors de la conception, le calcul et la mise en

œuvre des ouvrages. En général, ces règlements visent à ce que ces derniers soient capables de résister :

- A des séismes mineurs sans aucun dommage.
- A des séismes modérés avec des dommages négligeables dans les éléments structuraux et quelques désordres dans les éléments non structuraux.
- A des séismes majeurs avec quelques dommages structuraux et non structuraux sans qu'il y ait effondrement ou perte de stabilité de l'ouvrage.

Actuellement, tous les règlements parasismiques existants imposent la prise en compte des actions sismiques dites *accidentelles* dans le dimensionnement des éléments qui constituent la structure. Plusieurs méthodes peuvent être employées quant à la détermination de ces actions. On peut citer par exemple :

-La méthode statique équivalente : c'est une méthode approchée qui consiste à remplacer les forces dynamiques générées lors des séismes par des forces statiques équivalentes supposées avoir les mêmes effets sur la structure que les forces dynamiques. Il est à noter que cette méthode a un usage limité puisqu'elle doit satisfaire les conditions spécifiées dans les règlements pour être applicable (Régularité en plan et en élévation des structures, limitation de la hauteur...etc).

-La méthode d'analyse modale spectrale :

c'est une méthode d'analyse dynamique basée sur l'utilisation des spectres de réponse qui permettent d'évaluer la réponse maximale d'une structure en fonction de sa période propre. Ces spectres, dérivés le plus souvent des accélérogrammes, dépendent de la nature du sol et du pourcentage d'amortissement des structures. Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas et plus particulièrement dans les cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

-La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode est réservée exclusivement aux cas exceptionnels en particulier dans les cas où des effets de non- linéarité doivent être pris en considération. L'emploi de cette méthode

nécessite une large base de données d'accélérogrammes et une bonne connaissance des risques sismiques de la région concernée.

Il existe d'autres méthodes plus sophistiquées que celles énoncées ci-dessus, mais leur utilisation reste limitée à des cas très particuliers vu qu'elles sont très onéreuses et nécessitent un personnel qualifié.

IV.1 Présentation de l'ouvrage

le projet intitulé "étude d'un bâtiment R+3 à usage d'habitation implanté en zone sismique **III** "est une structure en charpente métallique.

le terrain est plat avec une surface de **245.07m²**

IV.2 Les données géométriques

Le présent ouvrage à une forme rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes:

- Longueur totale:22.05m
- Largeur totale: 10.8m
- Hauteur totale= 13.65m+l'acrotère 0.6m=14.25m
- Hauteur de RDC: $H_{\text{rdc}} = 3.45\text{m}$
- Hauteur de premier étage: $H^{1\text{er}} = 3.4\text{m}$
- Hauteur de deuxième étage: $H^{2\text{eme}} = 3.4\text{m}$
- Hauteur de troisième étage: $H^{3\text{eme}} = 3.4\text{m}$

IV.3 Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants:

- 1.règlement Neige et vent « RNV A 99 »
- 2.règlement parasismique algériennes «RPA99 version 2003»;pour l'étude sismique
3. béton armé aux états limites «BAEL91 »
4. «DTRB.C22» charge permanentes et charge d'exploitation
- 5.règlement Eurocode 3 «calcul des structures en acier »

IV.4 mode de construction:

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants.

IV.4.1 Acier de construction pour les éléments de structure:

On admet pour la nuance d'acier S275 qui a comme caractéristique:

| Résistance limite d'élasticité | |
|-------------------------------------|---|
| Module d'élasticité longitudinal | $E=2.1 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$ |
| Poids volumique | $P=7850 \text{ daN/m}^3$ |
| Coefficient de dilatation thermique | $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ |
| Module de cisaillement | $G=E/(2(1+\nu))=0.8 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$ |
| Coefficient de poisson | $\nu=0.3$ |

IV.4.2 LE Béton armé:

A. le béton

- le béton utilisé est dosé à **350kg/ m³**.

I-3-2-1 Résistance de béton :

- Caractéristiques du béton :**

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

- La résistance à la compression à 28 jours : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle

de compression par la relation : **$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$**

- Poids volumique: $p=2500 \text{ daN/mm}^2$

B . L'acier

pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres HA type 1de

nuance FeE40 dont la contrainte limite d'élasticité est $f_e=40\text{daN/mm}^2$

module d'élasticité longitudinal $E=2.1 \times 10^4 \text{ daN/mm}^2$

IV.4.3 les contreventements:

palée de stabilité en X dans les deux sens dans le premier cas et portique auto stable dans le deuxième cas

IV.4.4 Les planchers:

le plancher sara mixte collaborant en béton armé de (8cm) d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (TN40)contient des connecteurs(goujons) qui assurent la liaison d'ensemble du plancher et le non glissement de la dalle plane en fin une matelas des solives qui supportes le plancher et ses composantes.

IV.4.5 Les escaliers:

Le type d'escalier qui assure la liaison entre étage est composé de 2 volées avec (1)palier de repos métallique.

IV.4.6 Les façades:

On opte aux briques creuses comme élément de remplissage.

Les cloisons sont en brique creuse de 10cm d'épaisseur pour la répartition et de 30cm pour les cloisons de périphérique.

VI.5 LES POUTRES

Les poutres calculé déjà au préalable son :

- poutre principale de rive IPE240
- poutre principale intermédiaire IPE270
- poutre secondaire IPE140



Figure.1.IV exemple de poutres en acier IPE

VI.5.1 Caractéristiques des poutre

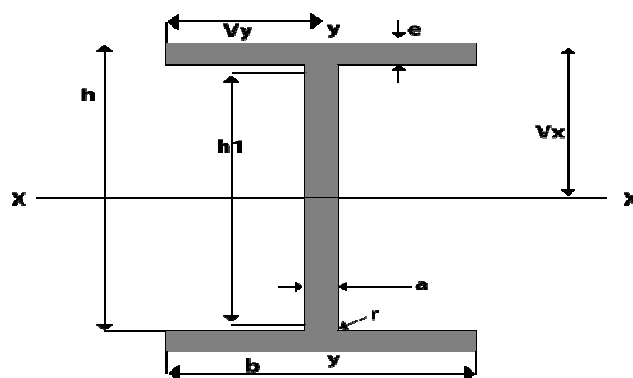


Figure 2.IV. profilé en IPE (dimensions)

- **Poutre principale de rive IPE 240 A**

| | |
|-------------------------|--------------------------------|
| $h = 240 \text{ mm}$ | $I_y = 3892 \text{ cm}^4$ |
| $b = 120 \text{ mm}$ | $I_z = 284 \text{ cm}^4$ |
| $A = 39,1 \text{ cm}^2$ | $W_{pl-y} = 324 \text{ cm}^3$ |
| $P = 30,7 \text{ Kg/m}$ | $W_{pl-z} = 47,3 \text{ cm}^3$ |
| $t_f = 9,8 \text{ mm}$ | $i_y = 9,97 \text{ cm}$ |
| | $i_z = 2,69 \text{ cm}$ |

- **La Poutre principale intermédiaire IPE270**

| | |
|-------------------------|--------------------------------|
| $h = 270 \text{ mm}$ | $I_y = 5790 \text{ cm}^4$ |
| $b = 135 \text{ mm}$ | $I_z = 420 \text{ cm}^4$ |
| $A = 45,9 \text{ cm}^2$ | $W_{pl-y} = 429 \text{ cm}^3$ |
| $P = 36,1 \text{ Kg/m}$ | $W_{pl-z} = 62,2 \text{ cm}^3$ |
| $t_f = 10,2 \text{ mm}$ | $i_y = 11,2 \text{ cm}$ |
| | $i_z = 3,02 \text{ cm}$ |

- **La poutre secondaire IPE140**

$$h = 140 \text{ mm}$$

$$I_y = 541 \text{ cm}^4$$

$$b = 73 \text{ mm}$$

$$I_z = 449 \text{ cm}^4$$

$$A = 16,4 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl-y} = 77,3 \text{ cm}^3$$

$$P = 12,9 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pl-z} = 12,3 \text{ cm}^3$$

$$T_f = 6,9 \text{ mm } i_y = 5,74 \text{ cm}$$

$$i_z = 1,65 \text{ cm}$$

IV.6.LES POTEAUX

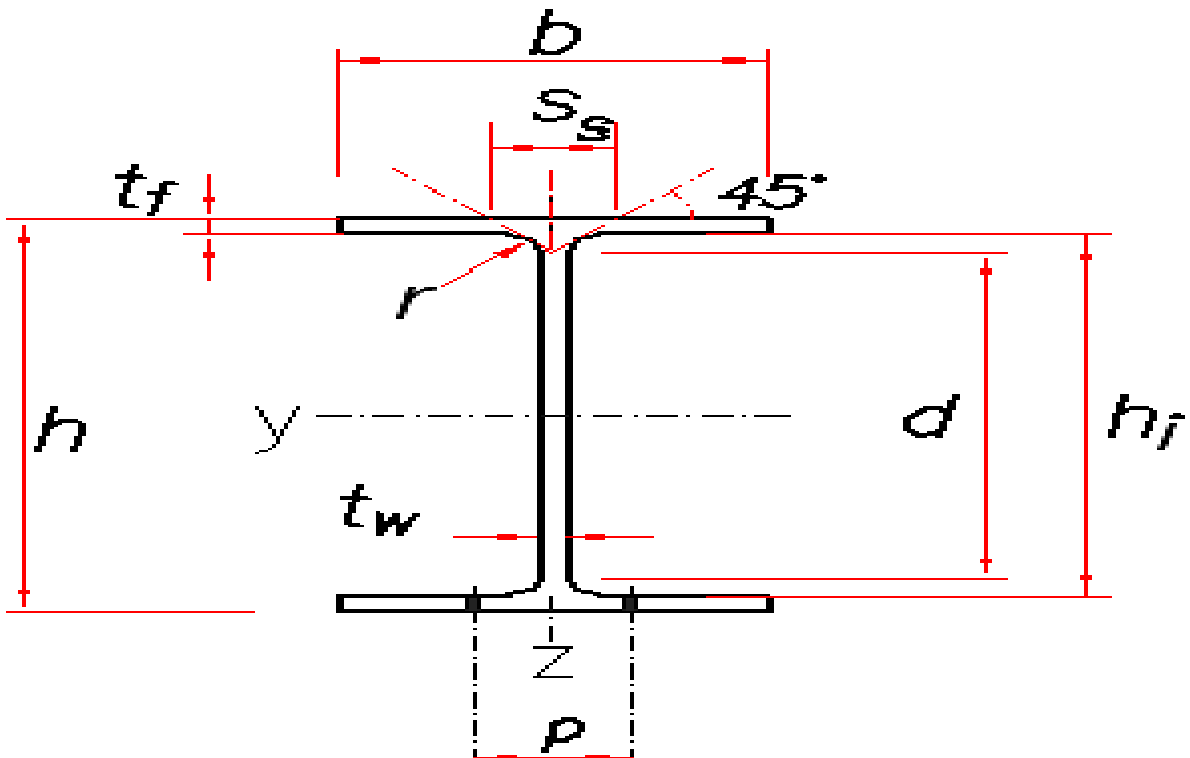
Les poteaux calculé déjà au préalable son:

- Poteau de rive HEA220
- Poteau centrale HEA



Fig3-IV-exemple de poteaux en acier HEA

IV.6.1-Caractéristiques des poteaux



- Les poteaux de rives HEA220 A

$$h = 210\text{mm} \quad I_y = 5410 \text{ cm}^4$$

$$b = 220 \text{ mm} \quad I_z = 1955\text{cm}^4$$

$$A = 64,3 \text{ cm}^2 \quad W_{pl-y} = 515\text{cm}^3$$

$$P = 50,5 \text{ Kg/m} \quad W_{pl-z} = 178\text{cm}^3$$

$$t_f = 11 \text{ mm} \quad i_y = 9,17\text{cm}$$

$$i_z = 5,51 \text{ cm}$$

- poteau centrale HEA240

$$h = 230 \text{ mm} I_y = 7763 \text{ cm}^4$$

$$b = 240 \text{ mm} I_z = 2769 \text{ cm}^4$$

$$A = 76,8 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl-y} = 675 \text{ cm}^3$$

$$P = 60,3 \text{ Kg/m}$$

$$W_{pl-z} = 231 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 12 \text{ mm} i_y = 10,1 \text{ cm}$$

$$i_z = 6,00 \text{ cm}$$

IV.7 charge permanentes :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé .Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafond, cloisons, revêtement de sol, installations fixes.)

IV.7.1 Plancher courant:

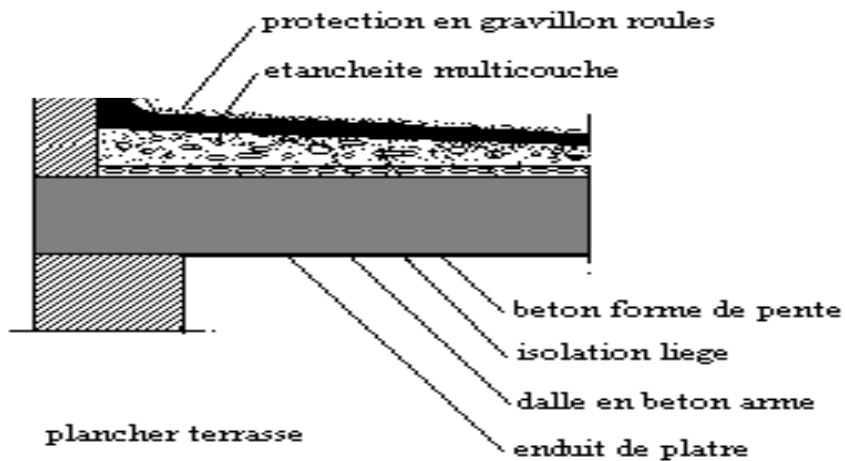
| | |
|--|-----------------------|
| Cloison de répartition ép=10cm..... | 90kg/m ² |
| Revêtement(carrelage20x20) ép=2cm..... | 40kg/m ² |
| Lit de sable ép=2cm | 34kg/m ² |
| Mortier de pose (ép=2cm)..... | 40 kg/m ² |
| Faux plafond ép=2cm (10kg/ m ²)..... | 20 kg/m ² |
| Dalle collaborant en béton armé(0.08)..... | 200 kg/m ² |
| TN40(tôle d'acier Nervurée)..... | 10 kg/m ² |

$$\mathbf{G_{pc}=434 \text{ kg/m}^2}$$

IV.7.2 Plancher terrasse (inaccessible)

| | |
|--|-----------------------|
| protection par gravillon(ép=3cm)..... | 60 kg/m ² |
| Forme de pente béton (dalle flottante;ép=5cmx22) | 110 kg/m ² |
| Blocs de liège (4cmx4 kg/m ²) | 16 kg/m ² |
| Etanchéité multicouche ép =2cm..... | 12 kg/m ² |
| Faux plafond (plancher de plâtre)..... | 40 kg/m ² |
| TN40(Tôle d'acier Nervurée)..... | 10 kg/m ² |
| Dalle collaborant en béton armé(0.08cm)..... | 200 kg/m ² |

G_{pt}=448 kg/m²



IV.7.3 les façades:

| | |
|--------------------|----------------------|
| Enduit plâtre..... | 10kg/m ² |
| Enduit ciment..... | 20 kg/m ² |
| brique creuse..... | 90 kg/m ² |

G_{faç}=120 kg/m²

IV.7.4 Acrotère:Enduit ciment sur le deux faces.....40 kg/m²Acrotère (e=10cm),(suite de cloisons).....90 kg/m²

$$G_{acr}=130 \text{ kg/m}^2$$

IV.7.5 EscalierTôle striée(e=5mm).....45daN/m²Mortier de pose.....40 daN/m²Revêtement carrelage.....40 daN/m²

$$G_{esc}=125 \text{ daN/m}^2$$

IV.8 Charge variable

Les action variable Q_i , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

IV.8.1 charge d'exploitations

correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquents l'immeuble. pour cela il ya des normes qui fixent les valeurs des charges en

fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR(charge et surcharge).

plancher terrasse inaccessible100daN/m²plancher étage courant.....150 daN/m²Escalier.....250 daN/m²

V-1 Introduction :

V-1-1 Historique :

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition est brusque et surtout imprévue.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas de séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans un domaine limite.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle " RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0 .

D'après le règlement RPA99 version2003 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

Dans notre cas on va se concentrer sur la méthode statique équivalente

V -1-2- METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

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

D'après RPA99/2003, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

La distribution verticale de la force sismique à la base V sur la hauteur de la structure est exprimée selon les formules suivantes :

$$V = Ft + \sum Fi$$

Pour tenir compte l'effet des modes supérieurs de vibration, la force concentrée au sommet F_t doit être déterminée par la formule :

$$F_t = \begin{cases} 0.07 TV & \text{avec } Ft < 0.25V \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ se} \end{cases}$$

La distribution de la force restante de V ($V-F_t$) est effectuée sur la hauteur de la structure par la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

V-2- CONTREVENTEMENT EN (X)

V-2-1-CALCUL DE V AVEC LES PALEES DE STABILITE (X)

La force sismique horizontale totale à la base de la structure V est exprimée

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

selon le code RPA99/2003 par la formule suivante Avec

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

a) Calcul du poids total du bâtiment W_t

On note ici que le poids total W est calculé selon RPA par la formule :

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondérations

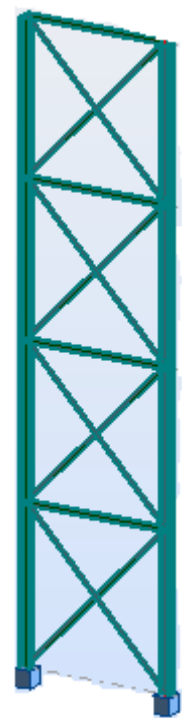
Dans notre cas $\beta = 0.20$

•Terrasse:

$$W_{\text{terrasse}} = G_{\text{terrasse}} + 0.2 Q_{\text{terrasse}}$$

•Etage courant :

$$W_{\text{etage}} = G_{\text{etage}} + 0.2 Q_{\text{etage}}$$



donc

$$W_t = W_{rdc} + W_1 + W_2 + W_{terrasse}$$

$$W_{RDC} = 184,470 \text{ tf}$$

$$W_1 = 154,87 \text{ tf}$$

$$W_2 = 15,87 \text{ tf}$$

$$W_{terrasse} = 135,96 \text{ tf}$$

$$W_{total} = 630,179 \text{ tf}$$

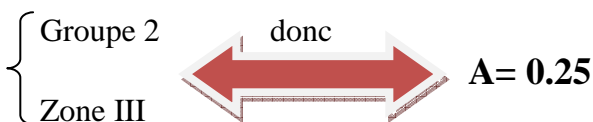
b) Calcul de A coefficient de zone sismique

| Zone sismique | | | | |
|----------------|------|------|------|------|
| Groupe d'usage | I | IIa | IIb | III |
| 1A | 0,15 | 0,25 | 0,30 | 0,40 |
| 2B | 0,12 | 0,20 | 0,25 | 0,30 |
| 2 | 0,10 | 0,15 | 0,20 | 0,25 |
| 3 | 0,07 | 0,10 | 0,14 | 0,18 |

Tab1.V valeur de A selon RPA99 version 2003.

Pour notre cas on a usage HABITATION donc groupe 2.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU qui est classé selon le **RPA 99 version 2003**, comme étant une zone de forte sismicité (**Zone III**).



$$A = 0.25$$

c) facteur d'amplification dynamique D

le facteur d'amplification dynamique moyen dépend du site , de la période du bâtiment , et de l'amortissement , il est donnée par

$$D = \begin{cases} 2,5 \cdot \eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 & \text{pour } 0 < T < T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s & \text{pour } T_2 \leq T < 3.0s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \rightarrow T \leq 3s & \text{pour } T \geq 3.0s \end{cases}$$

• La période caractéristique du site T2 est donnée par le tableau suivant

| Site | S ₁ | S ₂ | S ₃ | S ₄ |
|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| T ₂ | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,60 |

T₂: période caractéristique de site en seconde
 S: catégorie de site

• Site S₃  donc T₂ = 0,50

T₂ = 0,50

• **Calcul de la période T**

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 2

| Cas n° | Système de contreventement | C _t |
|--------|---|----------------|
| 1 | Portiques autostables en BA sans remplissage en maçonnerie | 0,075 |
| 2 | Portiques autostables en Acier sans remplissage en maçonnerie | 0,085 |
| 3 | Portiques autostables en BA ou en avec remplissage en maçonnerie | 0,05 |
| 4 | CV assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA , palées ou murs | 0,05 |

Tab 2.V-: valeur de Ct selon RPA99 version2003.

• Notre Cas n⁰⁴ \longleftrightarrow donc $C_t = 0,05$

C_t = 0,05

$\left\{ \begin{array}{l} h_N = 13,65 \text{ m} \\ C_t = 0,05 \end{array} \right.$ donc $T = 0,05 \times (13,65)^{3/4} = 0,355\text{s}$

T = 0,355s

par la formule: $T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$

$\left\{ \begin{array}{l} T_Y = \frac{0,09 \times 13,65}{\sqrt{10,8}} = 0,37\text{s} \\ T_X = \frac{0,09 \times 13,65}{\sqrt{22,05}} = 0,26\text{s} \end{array} \right.$

- **Sens longitudinale:** $0 < T = 0,26\text{s} < T_2$ donc $D_x = 2,5 \times \eta$
- **sens transversale:** $0 < T = 0,37\text{s} < T_2$ donc $D_y = 2,5 \times \eta$

Facteur de correction de l'amortissement critique

| | ξ |
|---|-----------|
| Portique en BA avec remplissage léger | 6% |
| Portique en BA avec remplissage dense (rigide) | 7% |
| Portique en acier ave remplissage léger | 4% |
| Portique en acier ave remplissage dense | 5% |
| Voile en béton / murs en maçonneries | 10% |

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ avec $\xi = 5$ donc portique en acier avec remplissage dense

$\eta = 1$

D = 2,5

$D_x = D_y = 2,5 * 1 = 2,5$

D onc on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinale et transversale).

- **FACTEUR DE QUALITE Q**

Le facteur de qualité est fonction de :

1. La redondance et la géométrie des éléments structuraux
2. La régularité en plan et en élévation
3. La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

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

Tab 3.V Valeur des pénalités(Pq) selon le site RPA99 version2003

Alors Q=1.15

Q=1.15

•Facteur de comportement R

Le RPA99 donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure. La valeur du coefficient est donné suivant le système de contreventement. On note que ce règlement ne traite pas les ossatures avec triangulations à barres excentrées.

| Type de structure | Valeur de R |
|--|-------------|
| Portique auto stables ductiles | 6 |
| Portique auto stables ordinaire | 4 |
| Ossature contreventée par palée triangulées en X | 4 |
| Ossature contreventée par palée triangulées en V | 3 |
| Mixte portiques / palée triangulées en X | 5 |
| Mixte portiques / palée triangulées en V | 4 |
| Portique en consol verticale | 2 |

Tab 4.V-: Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003

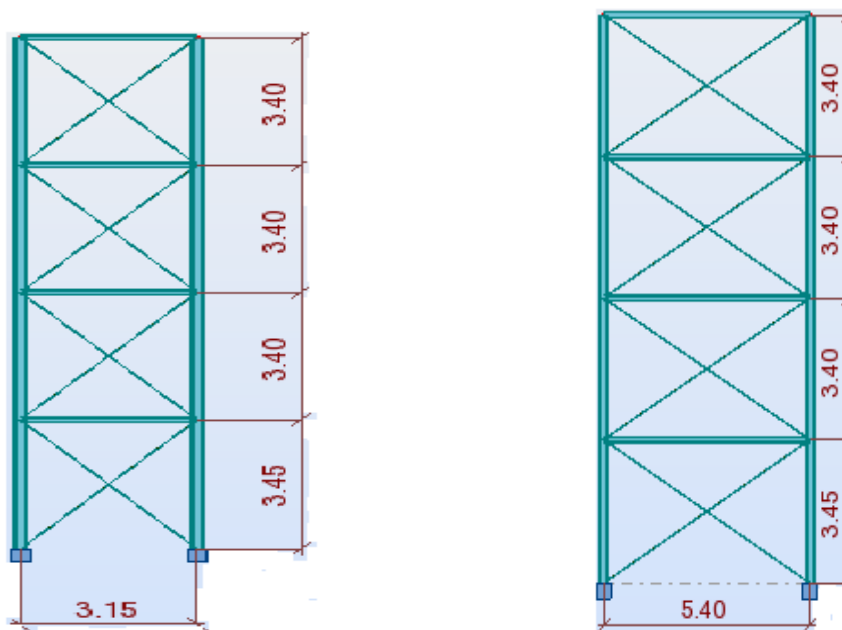


Fig -5.V portiques contreventé en X dans le sens longitudinal et transversal


•Le contreventement est assuré par palées triangulées en X dans les deux sens (transversal, longitudinal)

Donc $R=4$

$R=4$

•Calcul de V

On a
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

avec 
$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,25 \\ D = 2,5 \\ Q = 1,15 \\ R = 4 \\ W = 630,179 \text{tf} \end{array} \right.$$

$$V = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,15}{4} * 630,179$$

$$V = 113,23 \text{tf}$$

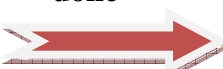
V -2-2 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur

La partie restante de V soit (V-Ft) doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule:

$$F_k = \frac{(v - ft) W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$


- Ft : Force horizontale appliquée au niveau (n)
- Wk : Masse au niveau (n)
- H_k: Hauteur du niveau (n)
- i : variant de 1 à n

$$\left\{ \begin{array}{l} V = F_t + \sum F_i \\ F_t = 0,07 T V \quad \text{si } T > 0,7s \\ F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7s \end{array} \right.$$

D'où on a $T = 0,355s < 0,7s$  **donc** $F_t = 0$

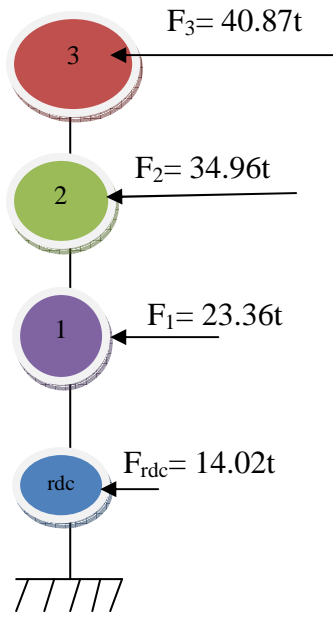
$$F_k = \frac{(v)W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

$$F_k = \frac{(113,23)}{(184,74 * 3,45) + 154,874 * 6,85 + (154,874 * 10,25) + (135,96 * 13,65)} W_k H_k$$

 **donc** $FK = 0.022 W_K H_K$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant

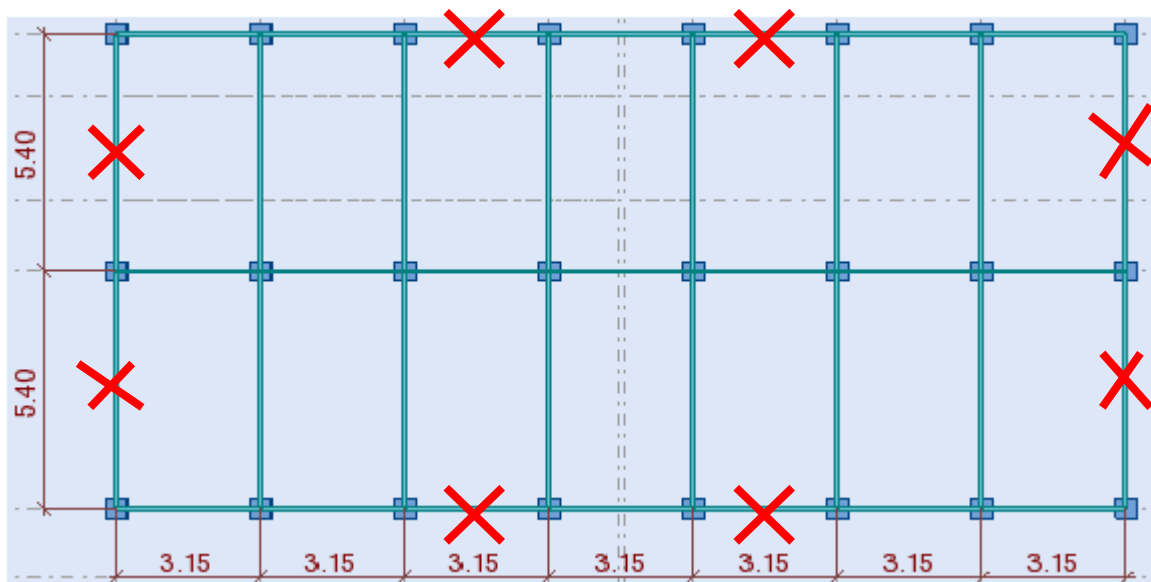
| Niveau | W_i (t) | H_i (m) | $W_i * H_i$ | V_x (t) | F_i (t) |
|--------|-----------|-----------|-------------|-----------|-----------|
| RDC | 184.47 | 3.45 | 636.42 | 113.23 | 14.02 |
| 1 | 154.874 | 6.85 | 1060.85 | | 23.96 |
| 2 | 154.874 | 10.25 | 1587.46 | | 34.96 |
| 3 | 135.96 | 13.65 | 1855.86 | | 40.87 |



Siesme

V-2-3-DISTRIBUTION DES FORCES SUR LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

Il ya 4 palées de stabilité par le sens X longitudinale et transversale



pour chaque niveau et pour chaque palées de stabilité on obtiens les forces suivante

$$F_{stab} = F_i / 4$$

| Niveau | F_i (tf) | F_{stab} (tf) |
|--------|------------|-----------------|
| RDC | 14.02 | 3.505 |
| 1 | 23.36 | 5.84 |
| 2 | 34.96 | 8.74 |
| 3 | 40.87 | 10.22 |

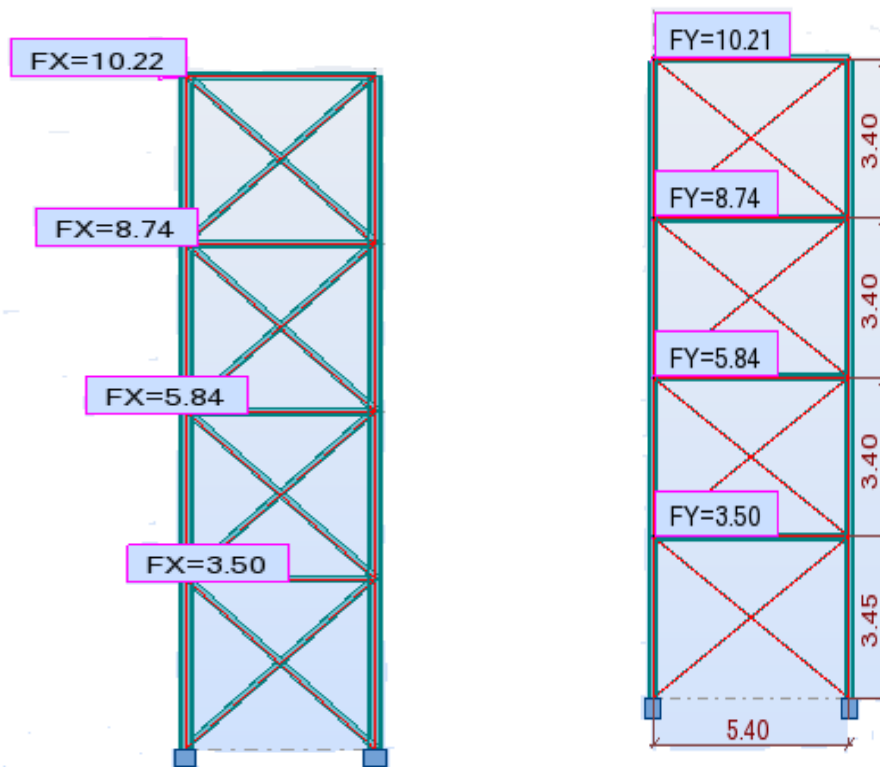


Fig 6.V portiques contreventé en X dans le sens longitudinal et transversal

V-2-4 Calcul des section des diagonales

l'ore de calcul manuel en commence par ignoré les barres comprimé (théoriquement) car en réalité le séisme peut changé de direction

pour le calcul des section des diagonales on opte pour un logiciel de calcul ROBOT

➤ **Sens longitudinale**

• **La section pour le RDC (h=3.45m)**

le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 100*100*12 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=22.71\text{cm}^2$

• **La section pour 1^{er} étage (h=6.85m)**

le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 120*120*9 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=20.94\text{cm}^2$

• **La section pour 2^{emme} étage (h=10.25m)**

le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 120*120*8 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=18.74\text{cm}^2$

• **La section pour 3^{emme} étage (h=13.65m)**

le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 100*100*8 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=15.51\text{cm}^2$

➤ **Sens transversale**

• **La section pour le RDC (h=3.45m)**

le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 120*120*12 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=27.54\text{cm}^2$

• **La section pour 1^{er} étage (h=6.85m)**

le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 120*120*10 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=23.18\text{cm}^2$

• **La section pour 2^{emme} étage (h=10.25m)**

le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 120*120*8 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=18.74\text{cm}^2$

- **La section pour 3^{ème} étage (h=13.65m)**

le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 100*100*8 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=15.51 \text{ cm}^2$

- Les section des poteaux et poutre pour le portique avec contreventement en X

- **Sens longitudinale**

- poutre IPE140
- poteau HEA 240

- **Sens transversale**

- poutre IPE 240
- poteau HEA 220

- Les section des poteaux et poutre pour le portique sans le contreventement en X

- **Sens longitudinale**

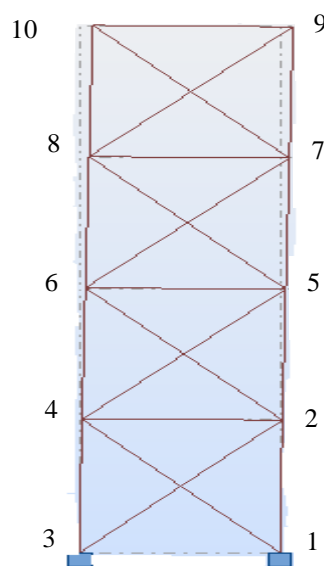
- poutre IPE 360
- poteau HEA 260

- **Sens transversale**

- poutre IPE 330
- poteau HEA 240

V 2-5 Déplacement latérale des portique

- Avec le contreventement



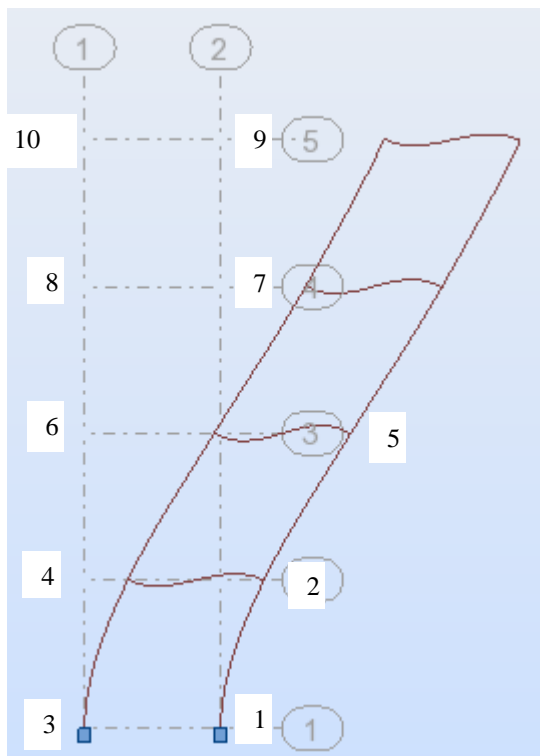
déplacement latérale avec contreventement

tableau des résultats des déplacement selon(**reboot**)

| Noeud/Cas | | UX [cm] |
|-----------|---|---------|
| 1/ | 1 | 0,0 |
| 2/ | 1 | 0,5 |
| 3/ | 1 | 0,0 |
| 4/ | 1 | 0,5 |
| 5/ | 1 | 1,2 |
| 6/ | 1 | 1,2 |
| 7/ | 1 | 2,0 |
| 8/ | 1 | 2,0 |
| 9/ | 1 | 2,8 |
| 10/ | 1 | 2,8 |

Dép max=2.8cm

- sans contreventement



déplacement latérale sans contreventement

tableau des résultats des déplacement selon(**reboot**)

| Noeud/Cas | UX [cm] |
|-----------|---------|
| 1/ 1 | 0,0 |
| 2/ 1 | 16,8 |
| 3/ 1 | 0,0 |
| 4/ 1 | 16,8 |
| 5/ 1 | 50,4 |
| 6/ 1 | 50,3 |
| 7/ 1 | 85,8 |
| 8/ 1 | 85,7 |
| 9/ 1 | 116,1 |
| 10/ 1 | 116,0 |

Dép max= 116.1cm

V-3- CONTREVENTEMENT PAR PORTIQUE AUTOSTABL

V-3-1-CALCUL DE V AVEC PORTIQUE AUTOSTABL

Les portiques auto stables sont conçus pour résister aux charges latérales et verticales. Les charges latérales sont reprises essentiellement par les actions de flexion et de cisaillement des poutres et poteaux, la rigidité latérale est assurée par la rigidité de flexion de ces deux éléments. Bien que la flexibilité des assemblages poutre-poteau est souvent ignorée dans les structures métalliques, n'empêche que celles-ci joues un rôle non négligeable dans la résistance des portiques auto stables vis-à-vis des actions sismiques. Ces assemblages qui sont le lien entre la jonction des poutres et des poteaux influent de manière très sensible sur la ductilité des portiques auto stables.

La force sismique horizontale totale à la base de la structure V est exprimée selon le code RPA99/2003 par la formule suivante :

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

Avec

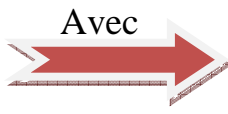
A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

Avec 

$$\left\{ \begin{array}{l} W_{\text{total}} = 630.179 \text{ tf} \\ A = 0.25 \\ D = 2.5 \\ Q = 1.15 \end{array} \right.$$

•Facteur de comportement R

La valeur du coefficient est donné suivant le système de contreventement. Donnée par RPA99 ;2003

| Type de structure | Valeur de R |
|--|-------------|
| Portique auto stables ductiles | 6 |
| Portique auto stables ordinaire | 4 |
| Ossature contreventée par palée triangulées en X | 4 |
| Ossature contreventée par palée triangulées en V | 3 |
| Mixte portiques / palée triangulées en X | 5 |
| Mixte portiques / palée triangulées en V | 4 |
| Portique en consol verticale | 2 |

Tab 7.V . Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003

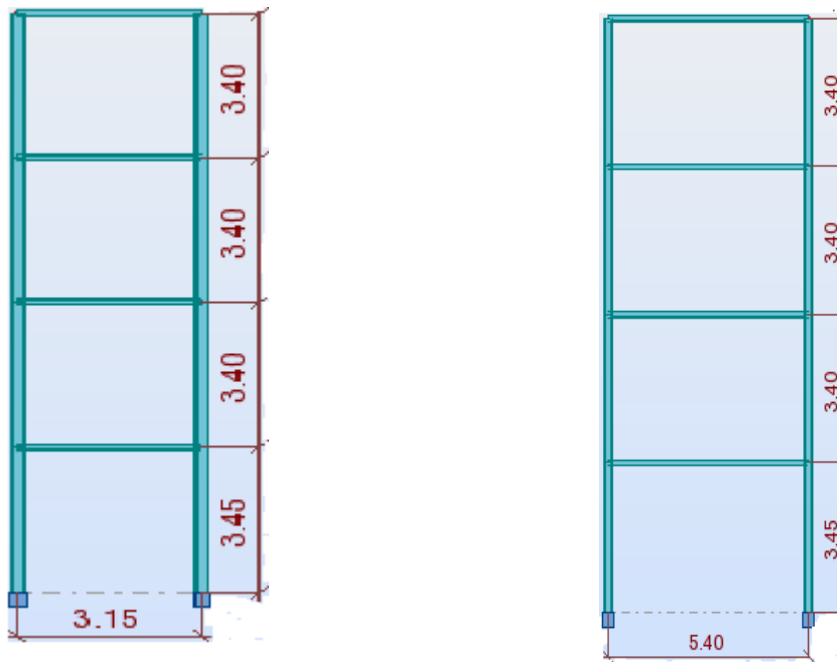


Fig 8.V portiques contreventé par portique auto stable dans le sens longitudinal et transversal

- Le contreventement est assuré par portique auto stables dans les deux sens (transversal, longitudinal)

Donc $R = 6$

$R = 6$

- Calcul de V

Avec \rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} W_{\text{total}} = 630.179 \text{ tf} \\ A = 0.25 \\ D = 2.5 \\ Q = 1.15 \end{array} \right.$

Donc

$$V = \frac{0.25 * 2.5 * 1.15}{6} * 630.179$$


$V = 75.49 \text{ tf}$

V-3-2-DISTRIBUTION DES FORCES SUR CHAQUE NIVEAU

V est distribué à chaque niveau par :

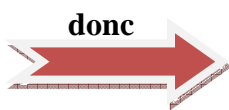
$$F_k = \frac{(v - f_t) W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

- F_t : Force horizontale appliquée au niveau (n)
- W_k : Masse au niveau (n)
- H_k : Hauteur du niveau (n)
- i : variant de 1 à n

D'où on a $T = 0,355s < 0,7s$  $F_t = 0$

$$F_k = \frac{(v) W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

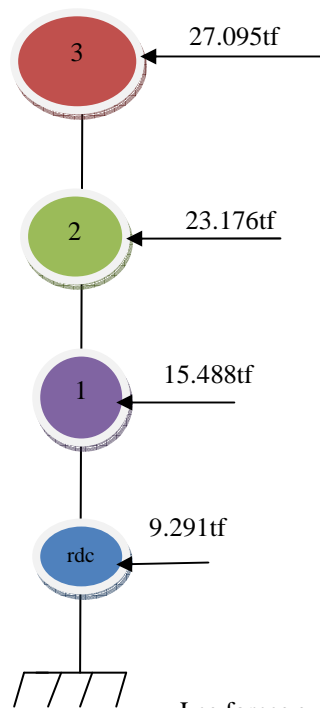
$$F_k = \frac{(75,49)}{(184,74 * 3,45) + (154,874 * 6,85) + (154,874 * 10,25) + (135,961 * 13,65)} W_k H_k$$



$$F_k = 0.0146 W_k H_k$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant pour le sens transversale et longitudinale

| Niveau | $W_k(t)$ | $H_k(m)$ | $W_k * H_k$ | $V_x(t)$ | $F_k(t)$ |
|------------|----------|----------|-------------|----------|----------|
| RDC | 184.47 | 3.45 | 636.42 | 113.23 | 9.291 |
| 1 | 154.874 | 6.85 | 1060.85 | | 15.488 |
| 2 | 154.874 | 10.25 | 1587.46 | | 23.176 |
| 3 | 135.96 | 13.65 | 1855.86 | | 27.095 |

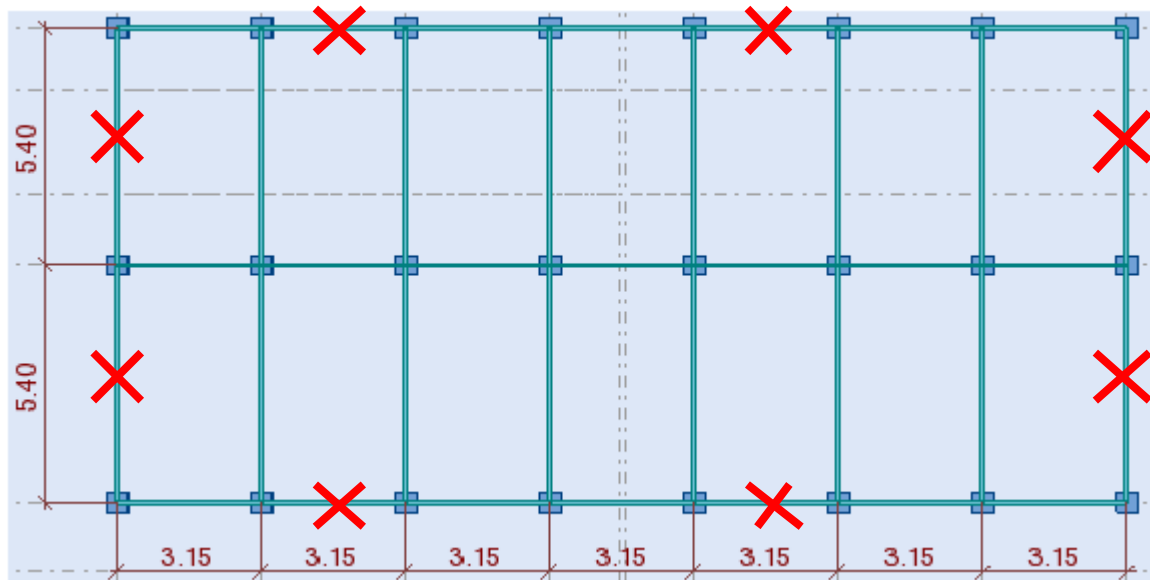


Les forces sur chaque niveau pour les deux sens

V-3-3-DISTRIBUTION DES FORCES SUR LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

Il y'a 4 portique auto stables dans chaque sens identique donc on a

$$F_{stab\ i} = F_i/4$$



pour chaque niveau et pour chaque palées de stabilité on obtiens les forces suivante

$$F_{stab} = F_i/4$$

| Niveau | F_K (tf) | F_{stab} (tf) |
|--------|------------|-----------------|
| RDC | 9.291 | 6.773 |
| 1 | 15.488 | 5.794 |
| 2 | 23.176 | 3.872 |
| 3 | 27.095 | 2.322 |

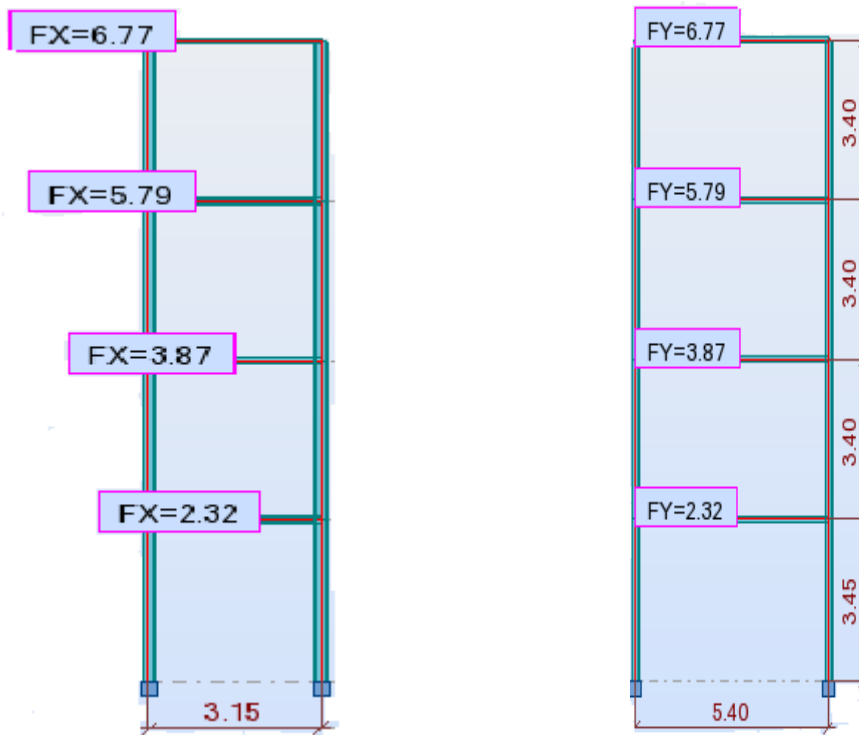


Fig -9.V les forces reprisent par portique dans le sens longitudinal et transversale

le calcul avec le logiciel robot nous donne les résultats suivent (portique 3.15m)

sens longitudinal

- les poutres doivent être en IPE300 avec une section $A= 53.81\text{cm}^2$
- les poteaux de HEA 240 suffisent avec une section de $A= 76.84\text{cm}^2$

pour que la structure puissent résisté au force horizontale provoqué par le séisme

le calcul avec le logiciel robot nous donne les résultats suivent (portique 5.4m)

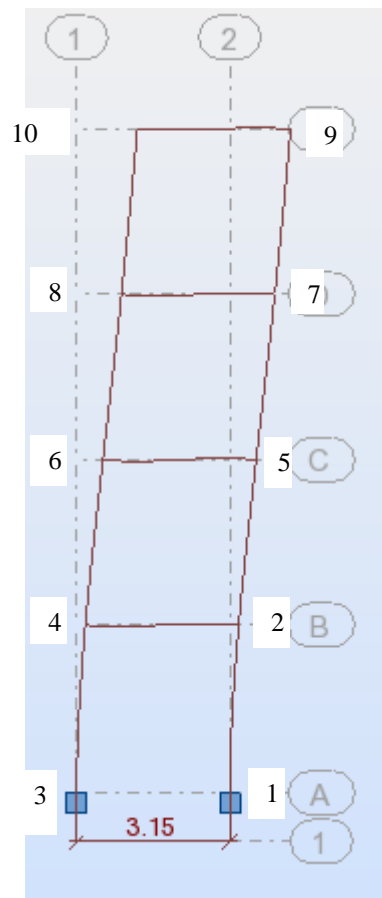
sens transversal

- les poutres doivent être en IPE270 avec une section $A=49.94\text{cm}^2$
- les poteaux de HEA 220 suffisent avec une section de $A= 64.34\text{cm}^2$

pour que la structure puissent résisté au force horizontale provoqué par le séisme

V 3-4 Déplacement latérale d'un portique auto stable

- Avant le redimensionnement des poutres et poteaux



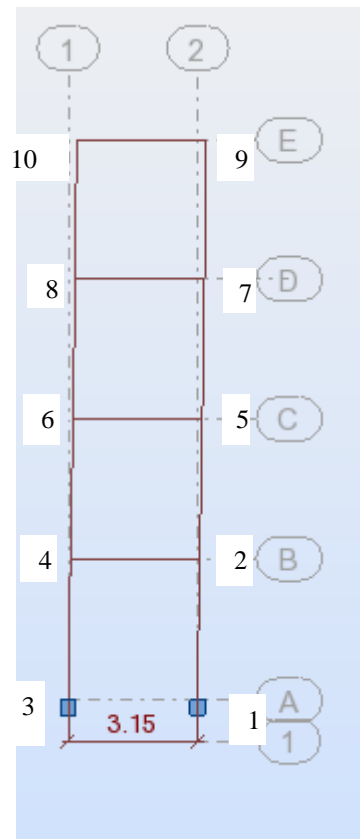
Déplacement latérale avant le redimensionnement

tableau des résultats des déplacement selon(**reboot**)

| Noeud/Cas | | UX [cm] |
|-----------|---|---------|
| 1/ | 1 | 0,0 |
| 2/ | 1 | 11,1 |
| 3/ | 1 | 0,0 |
| 4/ | 1 | 11,1 |
| 5/ | 1 | 33,4 |
| 6/ | 1 | 33,3 |
| 7/ | 1 | 56,8 |
| 8/ | 1 | 56,8 |
| 9/ | 1 | 76,9 |
| 10/ | 1 | 76,9 |

Dép max=76.9cm

- Après le redimensionnement des poutres et poteaux



Déplacement latérale après le redimensionnement

tableau des résultats des déplacement selon(**reboot**)

| Noeud/Cas | | UX [cm] |
|-----------|---|---------|
| 1/ | 1 | 0,0 |
| 2/ | 1 | 3,4 |
| 3/ | 1 | 0,0 |
| 4/ | 1 | 3,4 |
| 5/ | 1 | 7,7 |
| 6/ | 1 | 7,7 |
| 7/ | 1 | 11,3 |
| 8/ | 1 | 11,3 |
| 9/ | 1 | 13,6 |
| 10/ | 1 | 13,6 |

Dép max=13.6cm

VI-1-RECOLTE DES RESULTATS

VI-1-1- les forces repressent par niveau (pour chaque type de contreventement)

Voila en résumé les différentes valeur de la force F distribuer sur chaque niveau , chaque portiques, et cela pour chaque type de contreventement en X ,PORTIQUE AUTOSTABLE , sur un schéma du portique représentatif et cela dans des deux sens (longitudinal , transversal)

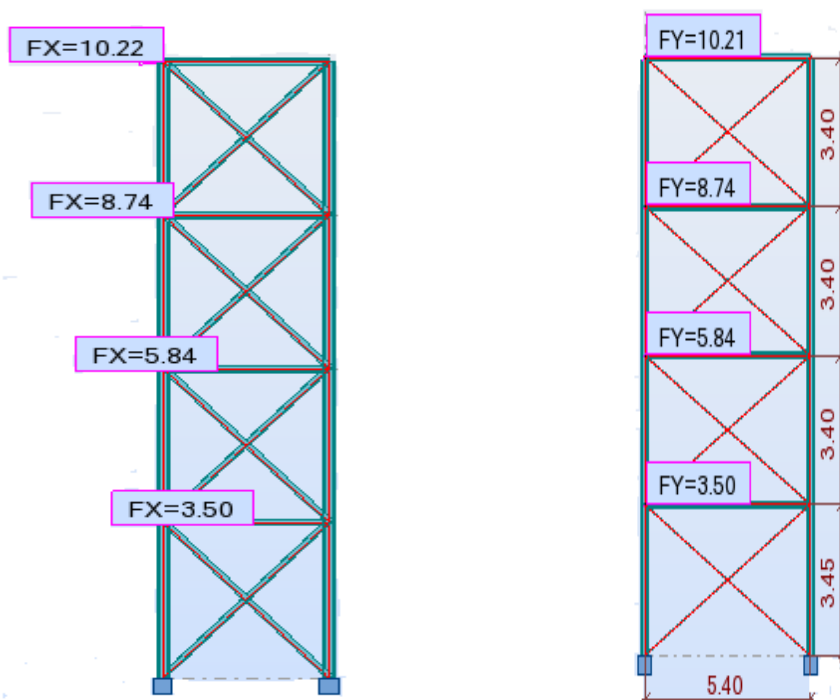


Fig -VI .1 portiques contreventé en X dans le sens longitudinal et transversal

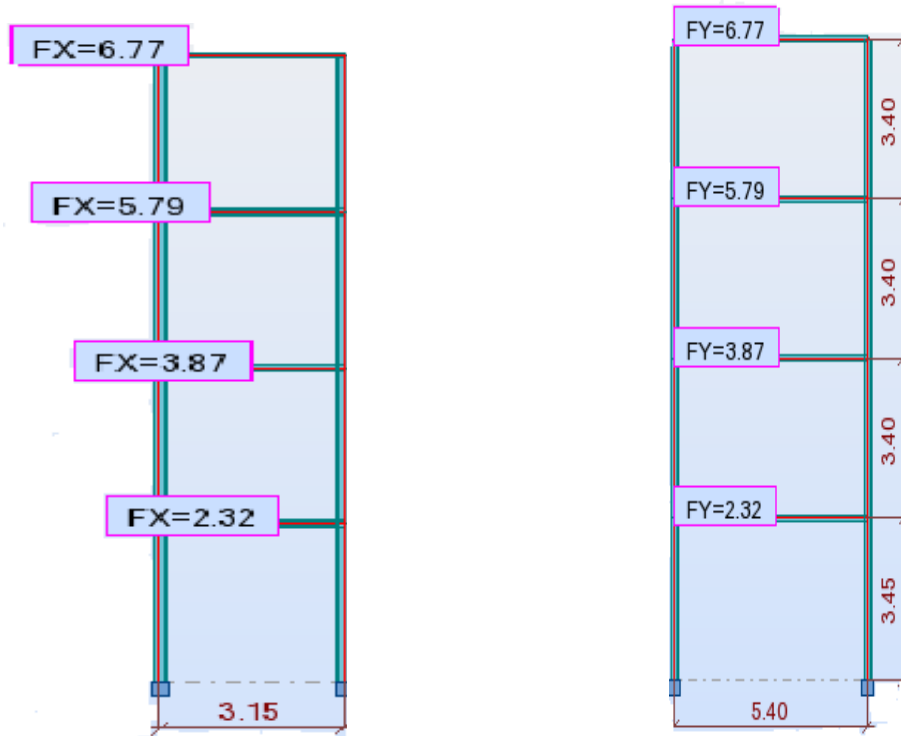


Fig VI.2-les forces reprisent par portique auto stable dans le sens longitudinal et transversale

VI-1-2- les efforts interne des barres sens longitudinal portique 3.15 m

Pour le contreventement en X les efforts a l’intérieur des barres et différent selon la hauteur qui est plus important a la base.

On prend en considération les résultats trouvé avec le logiciel de calcul ROBOT

pour \rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} N_{d_{rdc}}=56.77tf \\ N_1= 52.35tf \\ N_2=46.85tf \\ N_3=38.77tf \end{array} \right.$

Pour le PORTIQUE AUTOSTABLE nous n’avons pas de diagonal mais nous devons redimensionné les poteaux et poutres préalable mais nous avons quand même une section des IPE et HEA trouvée


Poteaux A= 76.84cm²

Poutres A= 53.81cm²

VI-1-2- les efforts interne des barres sens transversale portique 5.4 m

Pour le contreventement en X les efforts a l'intérieur des barres et différent selon la hauteur qui est plus important a la base.

On prend en considération les résultats trouvé avec le logiciel de calcul ROBOT

pour  {

$$\begin{cases} N_{d_{rdc}}=68.85tf \\ N_1= 57.95tf \\ N_2=46.85tf \\ N_3=38.77tf \end{cases}$$

Pour le PORTIQUE AUTOSTABLE nous n'avons pas de diagonal mais nous devons redimensionné les poteaux et poutres préalable mais nous avons quand même une section des IPE et HEA trouvée

Poteaux A= 64.34cm²

Poutres A=49.94cm²

IV-2- TABLEAUX RECAPITULATIF DES RESULTATS (selon robot)

IV-2-1- selon les section des cornières

| | type de contreventement | |
|-------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | en X | portique auto stable |
| total des sections des barres | 651.48 cm ² | 6177.76 cm ² |

Tab 1-VI-comparaison selon le total de section de chaque type de contreventement

On remarque que la plus importante en terme de section et bien entendu celle du PORTIQUE AUTOSTABL avec 6177.76 cm² alors que les section triangulaires centrée X et moins élevée

VI-2-2- selon le poids total

| | type de contreventement | |
|---------------------------------------|-------------------------|----------------------|
| | en X | portique auto stable |
| Totale du Poids Des barres | 2324.62 kg | 17292.48kg |

Tab2-VI-comparaison selon le total de section de chaque type de contreventement

Le portique auto stable reste beaucoup plus lourd vue que les section IPE et HEA ont un poids plus important que la cornière

VI-2-2- selon le prix

| | type de contreventement | |
|------------------------|-------------------------|----------------------|
| | en X | portique auto stable |
| total des couts | 325446.8DA | 2420947.2DA |

Tab 3-VI-comparaison selon le total des poids de chaque type de contreventement

Comme donnée nous avons :

- Profilé en acier des série IPN,IPE,HEB,HEA,HEM,UPN,L et FER PLAT coute 140 DA/kg (source :www.algerie.prix-construction.info)

VI .3 Les section des poteaux et poutre pour le portique

Avec contreventement en X

- **Sens longitudinale**
 - poutre IPE140
 - poteau HEA 240
- **Sens transversale**
 - poutre IPE 240
 - poteau HEA 220

Sans le contreventement en X

- **Sens longitudinale**
 - poutre IPE 360
 - poteau HEA 260
- **Sens transversale**
 - poutre IPE 330
 - poteau HEA 240

On remarque que les section des poteaux et poutres son plus important sans le contreventements en X

VI 2-5 Déplacement latérale des portique

- Avec le contreventement en X

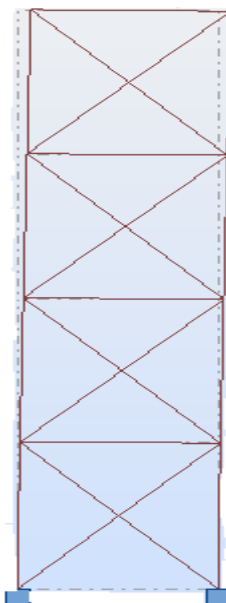


fig VI.3 déplacement latérale avec contreventement X

Dép. max=2.8cm

- sans contreventement en X

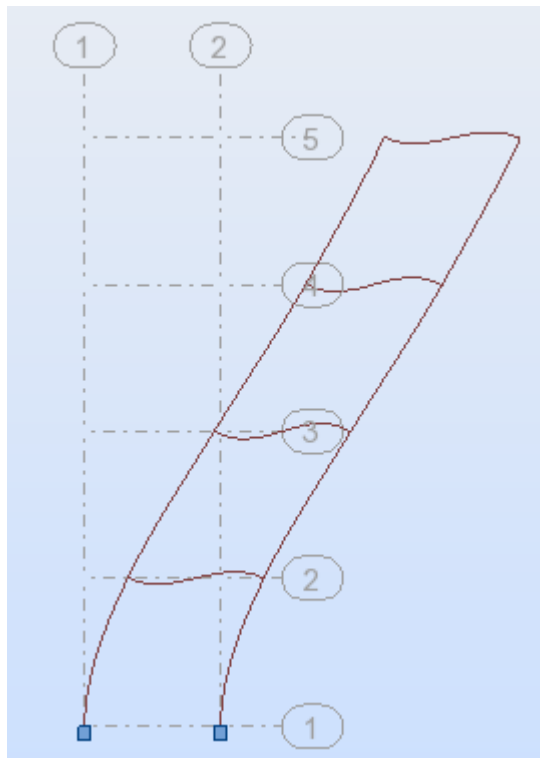


fig VI.4 déplacement latérale sans contreventement

Dép. max= 116.1cm

On remarque que le déplacement latérale et plus faible avec un portique contreventé en X

VI 3-4 Déplacement latérale d'un portique auto stable

- Avant le redimensionnement des poutres et poteaux

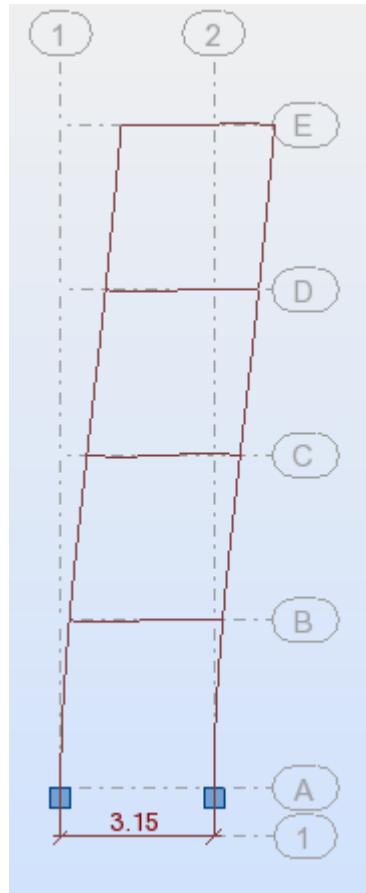
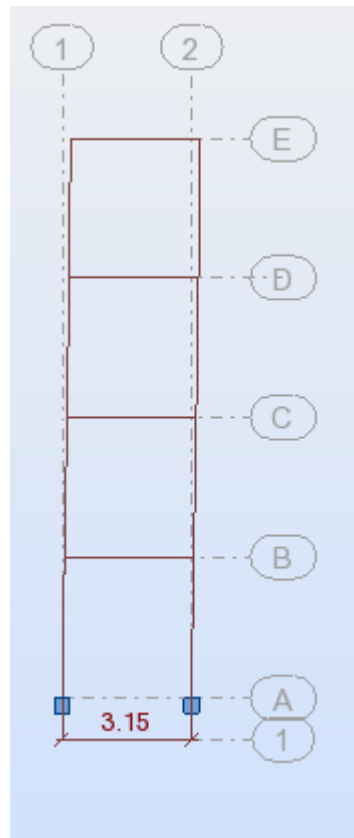


fig VI.5 Déplacement latérale avant le redimensionnement

Dép. max=76.9cm

- Après le redimensionnement des poutres et poteaux



2 fig VI.6 Déplacement latérale après le redimensionnement

Dép. max=13.6cm

On remarque que le déplacement latérale et faible après le redimensionnement des poutres et poteaux

VII .3 Selon le déplacement

| | type de contreventement | |
|--------------------------|-------------------------|----------------------|
| | en X | portique auto stable |
| Déplacement Latérale max | 2.8cm | 13.6cm |

Tab 2-IV-comparaison selon le déplacement latérale max de chaque type de contreventement

Conclusion générale

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus stricte au vue du différent séisme vécus, la prise de conscience du facteur sécurité en avant de nombreux paramètre

On procédons à la comparaison des 2 type de contreventements qui sont prévues par le règlement algérien et la lumière des résultat obtenus, on peut tirer les conclusion suivants

-Sur le plan économique , le contreventement par palée des stabilité triangulées centré en X sont beaucoup plus économique que le portique auto stable la configuration en portique auto stable exige de plus grand section

-Sur le plan des section, la configuration en X après le contreventement montre qu'elle sont mois important par rapport au section avant le contreventement

-Sur le plan de déplacement ,la configuration en X montre qu'elle sont mois défavorable par rapport au déplacement avant le contreventement

La configuration en portique auto stable après le redimensionnement des section sous l'effet de séisme montre qu' elle sont moins défavorable par rapport avant le redimensionnement

Le contreventement joue un rôle très important dans la construction métallique

C'est la raison pour la qu'elle la recherche s'atèle a développer de nouveaux systèmes de contreventement plus performant visant a minimiser le effet nuisibles des séisme sur le construction.

Bibliographie

Règlements :

**RPA99 v2003,
EUROCODE 3
EUROCODE 8**

Ouvrage :

- [1] Construction parasismique en acier.....**PATRICIA BALANDIER**
- [2] Institut Hemme Gramme**JACQUES DEHARD**
- [3] Conceptions des assemblages en acier.....**SCIA GROUP NV 2008**
- [4] Construire avec des profils creux en acier**Y. KUROBANE, J.A.PACKER**
- [5] Etude de l'évolution des paramètres dynamiques des sols à partir d'essais géophysiques.....**LILA SACI**
- [6] Le séisme et les constructions en métal et en bois.....**Mme PATRICIA BALANDIER**
- [7] Construction parasismique (Euro code 08)**PHILIPPE BISH**
- [8] Etude de la performance sismiques des structures métalliques.....**M^r LAOUDJ SID. ALI**
- [9] Parasismique**MILAN ZACEK**
- [10] Cour et T.D des années de spécialité**M^r DAHMANI et HARMIM**
- [11] Etude d'un bâtiment (R+3) en charpente métallique à usage d'habitation en zone sismique III..... **M^r MOSTEFAI KAMAL**
- [12] Lecture dans le règlement parasismique algérien RPA.....**Zghuchi,A Merzougi,B Mezghiche**
- [13] Histoire de la construction métallique..... **Notech.franceserv.com**
- [14] Séisme et action sur les construction.....**Jacky Marrsars professeur émivite INPgrenoble**