

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER ACADEMIQUE

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique en génie civil

OPETION : CONSTRUCTION METALIQUE

Thème : Etude d'une structure R+5 en CM avec prise en compte des effets du second ordre et les imperfections

Proposé et dirigé par :

M. MISSOUM Djamel

Présenté par :

ZERROUKHI Salah

Promotion : 2015-2016

Remerciements

À l'hamdoulillah : je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience

Je tiens tout d'abord à remercier Monsieur MISSOUM Djamel qui m'a encadré au cours de cette thèse. Son enthousiasme, sa ténacité et surtout son sens du bon travail ont énormément contribué à l'aboutissement de mes travaux. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger et d'enrichir ce travail par leur proposition.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Aux deux êtres les plus chères à mon cœur

Mes parents

Pour leur amour, leur sacrifice, leurs conseils et leurs encouragements

A mes frères : Abdelkader, Si sedik m^{ed}

et mes sœurs : Nassima et Fairouze

ET toute ma famille

A mes chères amies

Abdelhafidh, Sofiane...,

Et à tous ceux qui me sont chères

Salah ZERROUKHI

Résumé

Le travail qui nous a été proposé consiste en l'analyse d'une structure d'un bâtiment en charpente métallique en utilisant le logiciel ROBOT. Traditionnellement, et pour les structures courantes, l'ingénieur utilise toujours l'analyse linéaire élastique pour déterminer les sollicitations dans les différents éléments de la structure.

Nous allons calculer une structure, d'abord sans tenir compte des effets des imperfections et des effets du second ordre, puis en tenant compte de ces effets. Puis, nous allons comparer les résultats donnés dans les deux cas, et évaluer les différences. Nous avons choisi une structure de hauteur moyenne (bâtiment R+5), avec des portiques autostable dans un sens et contreventés dans l'autre sens. Bâtiment sera considéré implanté dans une zone à moyenne sismicité.

Le plan de travail comprend cinq parties, la première partie est consacré a la présentation de l'ouvrage la deuxième partie consiste au dimensionnement charge et surcharge, la troisième partie consacré à l'étude sismique, la quatrième partie est consacré a la modélisation avec logiciel ROBOT et une vérification des éléments et la dernière partie sur l'influence des effets de second ordres et les imperfections sur la structure.

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Présentation et caractéristique de l'ouvrage	
1.1 Présentation générale	2
1.1.1 Présentation de l'ouvrage	2
1.1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
1.1.2.1)-Les dimensions en plan	2
1.1.2.2)-Données du site	2
1.1.2.3)-Règlement en vigueurs	2
1.1.2.4)-La superstructure	3
a)- Portique auto stable (MRF)	3
b)- Structures avec triangulations à barres centrées (CBF).....	4
1.1.2.5)-Plant de stabilité pour le séisme	5
a)-Plant de stabilité pour le séisme direction X	5
b)-Plan de stabilité pour le séisme direction Y	5
Remarque	6
1.1.3)-Les planchers	7
a)-Définition	7
b)- Fonctions et avantages du plancher mixte collaborant	8
c)- Caractéristiques	9

Chapitre 2 : Pré dimensionnement charges et surcharges

2.1 introduction.....	11
2.2 Les poutres :	11
2.2.1 Poutres principales :	11
2.2.2 Les poutres secondaires :	11
2.3 Les poteaux	11
2.4 Les planchers	12
2.5 Les charges permanentes	13
2.5.1 Plancher d'étage courant	13
a)Poutres dans le sens des X	13
b) Poutres dans le sens des Y	13
c)Solives disposer dans le sens Y	13
d) Les poteaux	13
e)Les planchers	13
f) Les diagonales	13
g) Faux plafond	13
h) Parois et les cloisons	14
i) Équipement	14
2.5.1.1 Bilan des masses	15
a) Niveau 1 le RDC	16
Remarque.....	16
b) Niveau 2	16
c) Niveau 6 : Terrasse inaccessible	17

2.5.2 LES SURCHARGES D'EXPLOITATION	18
Remarque	19

Chapitre 3 : Etudes sismiques

3.1 Méthodes d'analyse structurale	21
3.2 Méthode statique équivalente	21
3.3 Contreventement en (x)	23
3.3.1 Calcul de v avec les palées de stabilités (x)	23
a) Calcul du poids total du bâtiment W_t	23
b) Calcul de A coefficient de zone sismique	23
c) facteur d'amplification dynamique D.....	24
d) Facteur de qualité q	26
e) Facture de comportement R	27
f) Distribution des forces sur chaque niveau (sens y-y).....	28
Remarque	29

Chapitre 4 : modélisation et vérifications des éléments

4.1 Introduction	31
4.2 Modalisation de la structure	31
4.2.1 Etapes1 : réglages et choix de préférence de l'affaire	32
4.2.2 Etapes 2 : Définition de la section utilisée dans le modèle.....	32
4.2.3 Etape3 : Définition des lignes de construction	32
4.2.4 Étape 4 : modélisation des éléments de la structure	33
4.2.5 Etape5 : Définition des charges.....	33
4.2.6 Etape6 : définition des différentes combinaisons de charge	34
4.2.7 Etape 7 : chargement de la structure.....	35

4.3 Analyse de la structure	35
4.3.1 Vérification des éléments de la structure	36
4.3.1.1 Vérification des poutres principales (IPE360)	36
a) Vérification de l'effort tranchant	36
b) Vérification de déversement	37
4.3.1.2 Vérification des poutres secondaires (IPE300)	39
a) Vérification de l'effort tranchant.....	40
b) Vérification de déversement	40
4.3.1.3 Vérification des poteaux (HEB400)	43
4.3.1.4 Vérification des cornières	45
4.4 Conclusion	46

Chapitre 5 les effets de second ordres et les imperfections

5.1 Généralités.....	47
5.2 Ossature de bâtiment.....	47
5.2.1 Calcul de α_{cr} pour le mode globale d'instabilités	47
5.2.1.1 Calcule de V_{Ed}	48
5.3 Imperfection globale d'ossature.....	49
5.3.1 Définition	49
5.3.1 1^{er} Cas : $G + Q + 1.2Ey$.....	51
5.3.2 2^{eme} cas : $1.35G + 1.5 Q$.....	53
5.4 Vérification des élément	55
5.4.1 Vérification de la poutre principale (IPE360).....	56

5.4.2 Vérification des poutres secondaires (IPE300)	57
5.4.3 Vérification des poteaux (HEB400)	59
5.5 Résultats et interprétations.....	61
5.5.1 Poteaux.....	61
5.5.2 Poutres	61
5.6 Conclusion	61
Conclusion générale	62

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : Présentation et caractéristique de l'ouvrage

Figure 1.1 (a) portique auto stable (b) type de diagramme des moments de flexion aux charges latérales	3
Figure1.2 Les différents types usuels utilisés de ce système de contreventement.....	4
Figure1.3 : Plant de stabilité pour le séisme direction X.....	5
Figure1.5 : Les diagonales du système de contreventement de la palée triangulée...	6
Figure1.6 : plancher collaborant mixte acier.....	6
Figure1.7 : plancher collaborant mixte acier (tôle) + béton.....	8

Chapitre 2 : Pré dimensionnement charges et surcharges

Figure2.1 exemple de poutres en acier IPE	10
Figure2.2 exemple de poteaux en acier HEB	12
Figure2.3 exemple d'un plancher mixte.....	12
Figure 2.4 Distribution du poids total du bâtiment.....	20

Chapitre 3 : Etude sismiques

Figure 3.1 distribution de l'effort tranchant pour chaque étage.....	30
--	----

Chapitre 4 : modélisation et vérification des éléments

Figure 4.1 organigramme de modélisation sous Robot.....	31
Figure 4.2 les différentes sections de la structure.....	32
Figure 4.2 Définition des lignes de construction....	33
Figure 4.3 Introduction des sections de la structure.....	34
Figure 4.4 les différents cas de charge sur la structure.....	35

Chapitre 5 les effets de second ordre et les imperfections

Figure 5.1 schéma explicatif des effets du second ordre.....	48
Figure 5.2 schéma explicatif des imperfections (a) ; (b)	53
Figure 5.1 différentes dimensions de la structure dans les deux sens.....	54

Liste des tableaux

Tableau2.1 : poids propre de la dalle choisie.....	12
Tableau 2.2 : Tableau récapitulatif des poids propre du RDC.....	15
Tableau2.3 : Tableau récapitulatif des poids propre du 2^{em}niveau.....	16
Tableau 2.4 : Tableau récapitulatif des poids propre du niveau 6.....	17
Tableau 2.4 : Tableau récapitulatif des poids propre du niveau 6.....	18
Tableau 3.1 : valeur de A selon RPA99 version2003.	23
Tableau3.2 : valeur de T2 selon le site RPA99 version2003.....	24
Tableau 3.3 : valeurs du coefficient C_T.....	25
Tableau 3.4 Valeurs de ξ (%).....	25
Tableau 3.5 Valeur des pénalités(P_q) selon le site RPA99 version2003.....	26
Tableau 3.6 valeurs du facteur de comportement R.....	27
Tableau5.1 résumé des résultats	61

Introduction générale

Le travail qui nous a été proposé consiste en l'analyse d'une structure d'un bâtiment en charpente métallique en utilisant le logiciel ROBOT. Traditionnellement, et pour les structures courantes, l'ingénieur utilise toujours l'analyse linéaire élastique pour déterminer les sollicitations dans les différents éléments de la structure. Cela suppose que la structure est toujours considérée rigide et son comportement parfaitement élastique, de telle sorte qu'un calcul manuel, ou l'utilisation d'un logiciel simple, soit possible.

Le développement des produits sidérurgiques, avec des aciers à haute limite élastique a permis la construction de structures de plus en plus élancées. De telles structures peuvent subir des déformations considérables tout en restant sûres. Cependant, pour ce genre de structures, les méthodes traditionnelles de calcul ne donnent plus de résultats satisfaisants. Le développement de nouveaux logiciels, plus performants, basés sur des méthodes d'analyse non linéaire est devenu nécessaire pour répondre à ce besoin.

Ces techniques de calcul deviennent accessibles aux ingénieurs avec la démocratisation du matériel informatique, devenu à la portée de tout le monde. Ainsi, les nouvelles normes (les Eurocode), proposent de nouvelles approches de calcul pour tenir compte de ces récents développements. L'une de ces nouvelles approches consiste à vérifier la sensibilité de la structure aux effets du second ordre pour pouvoir choisir la méthode d'analyse globale adéquate à utiliser. Un autre point nouveau, proposé par les nouvelles normes, est la prise en compte des effets des imperfections globales de la structure.

Nous allons calculer une structure, d'abord sans tenir compte des effets des imperfections et des effets du second ordre, puis en tenant compte de ces effets. Puis, nous allons comparer les résultats donnés dans les deux cas, et évaluer les différences. Nous avons choisi une structure de hauteur moyenne (bâtiment R+5), avec des portiques autostable dans un sens et contreventés dans l'autre sens. Bâtiment sera considéré implanté dans une zone à moyenne sismicité.

Chapitre 01 :
Présentation et caractéristique
de l'ouvrage

1.1 Introduction

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal.

1.1.1 Présentation de l'ouvrage

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+5) INDUSTRIEL ; ce bâtiment est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou et il est classé selon le **RPA 99 version 2003**, comme étant une zone de moyenne sismicité (**Zone II_a**, groupe 2) Le bâtiment est implanté dans un site meuble S3.

1.1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

1.1.2.1)-Les dimensions en plan :

- Les dimensions de l'ouvrage sont :
- Longueur totale du bâtiment : 30.00m
- Largeur totale du bâtiment : 18.00 m
- Hauteur totale de la tour 19.100 m
- Hauteur du RDC : 3.60 m
- Hauteur du 1er étage : 3.10 m

1.1.2.2)-Données du site :

- Le bâtiment est implantée dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de forte sismicité (**zone II_a**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 de moyenne résistance.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $a = 2.5$ bars selon le rapport de site fourni.

1.1.2.3)-Règlement en vigueurs :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en charpente métallique ainsi qu'a tous les règlements applicables en Algérie : **R.P.A 99/VERSION 2003, EUROCODE 3et EUROCODE 8**

1.1.2.4)-La superstructure :

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.

Ces trois systèmes seront définis dans les paragraphes mentionnés ci-après.

a)- Portique auto stable (MRF)

Les portiques auto stables sont conçus pour résister aux charges latérales et verticales (figure 1.1) 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 jouent 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.

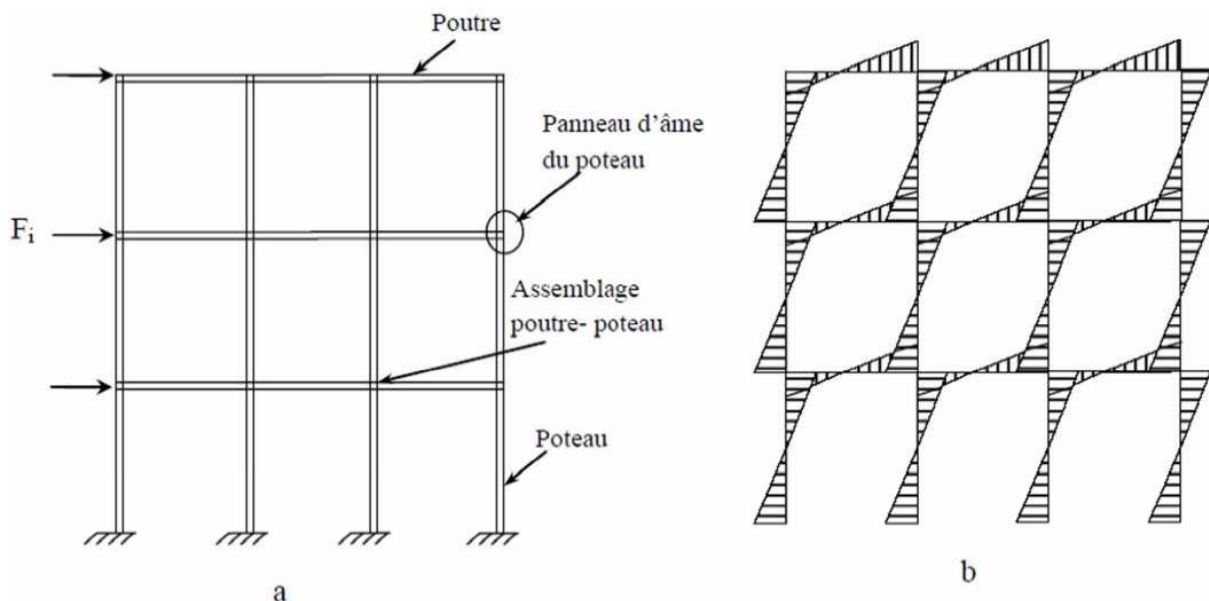
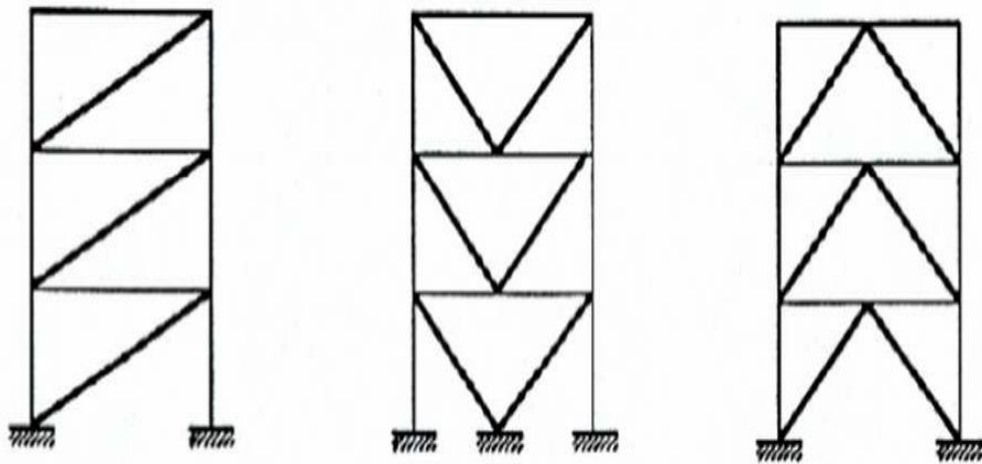


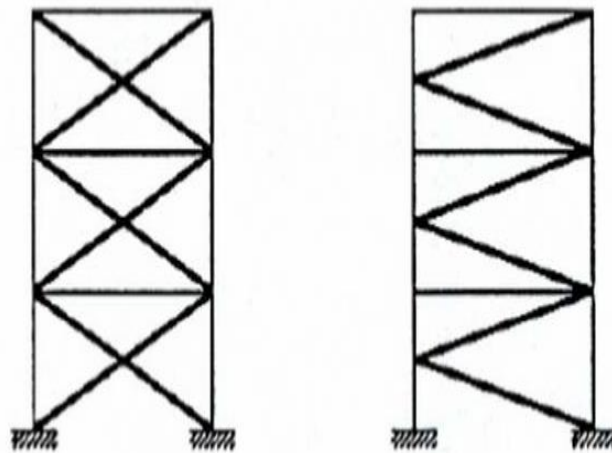
Figure 1.1 (a) portique auto stable (b) type de diagramme des moments de flexion aux charges latérales

b)- Structures avec triangulations à barres centrées (CBF)

Les palées triangulées centrées sont fréquemment employées afin d'augmenter la Résistance et la rigidité latérale des structures des bâtiments soumis aux effets du vent et des actions sismiques. Dans ces structures, les charges latérales sont principalement reprises sous forme d'efforts axiaux par le système structural qui est formé par les poteaux, les poutres et les palées triangulées



(a) Triangulation en diagonale (b) Triangulation en V (c) Triangulation en V inversé



(d) Triangulation en X (e) Triangulation en K

Figure1.2 Les différents types usuels utilisés de ce système de contreventement

1.1.2.5)-Plant de stabilité pour le séisme

a)-Plant de stabilité pour le séisme direction X :

Dans la direction X la stabilité du bâtiment est assurée par un système de portique sur les 4 fils périphérique (A B C D)

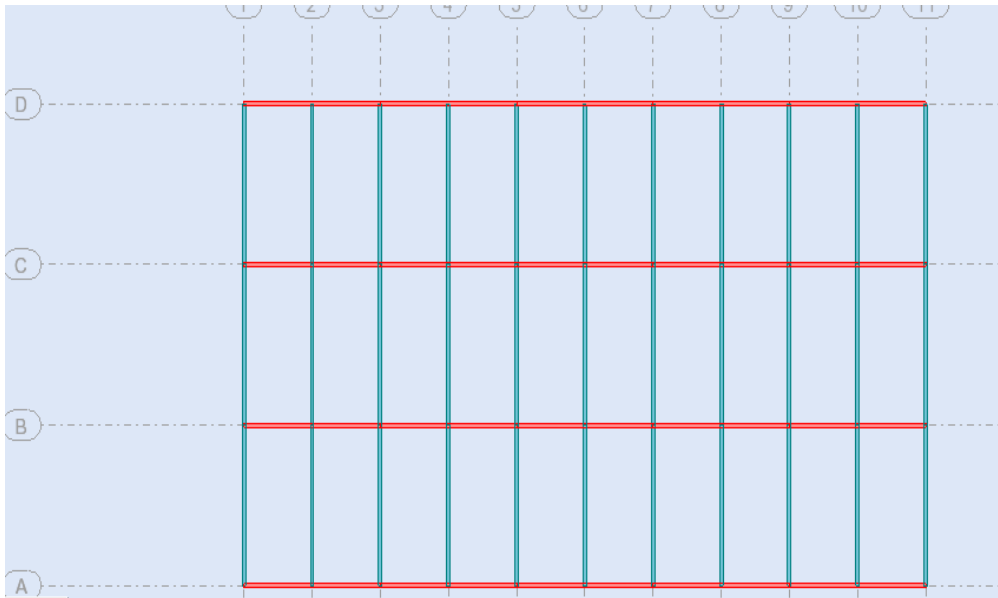


Figure1.3 : Plant de stabilité pour le séisme direction X

b)-Plan de stabilité pour le séisme direction Y :

Dans la direction Y la stabilité du bâtiment est assuré par deux palées triangulés placer sur la files périphérique fils 1-6 au milieu

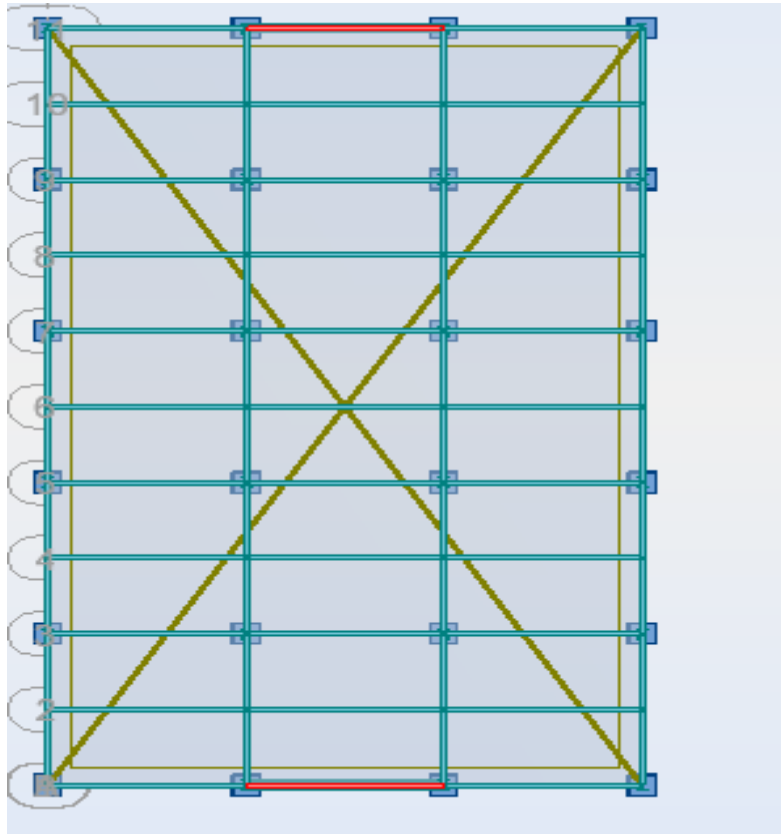


Figure1.4 : Plan de stabilité pour le séisme direction Y

Remarque :

Les diagonales sont réalisées à partir de double corniers assemblé dans les sections (180*180*18).

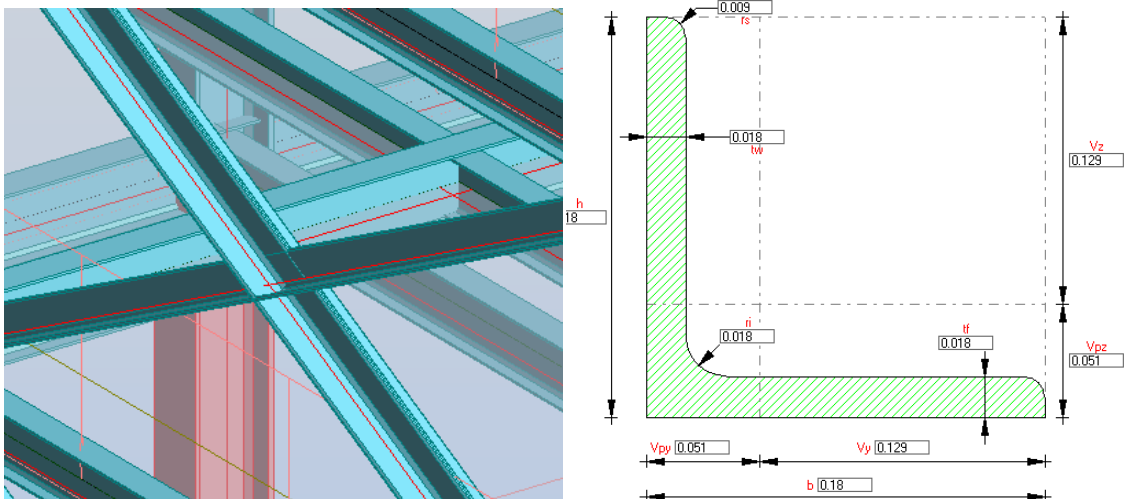


Figure1.5 : Les diagonales du système de contreventement du palée triangulé

1.1.3)-Les planchers :

a)-Définition :

Il s'agit d'un plancher collaborant mixte acier (tôle) + béton

Un plancher d'habitation est un élément généralement plane destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement des charges verticales.

Le plancher est de type plancher collaborant (mixte) d'épaisseur 20 cm Le plancher mixte ou collaborant constitue la solution de construction idéale pour tous les chantiers réclamant des performances techniques et mécaniques poussées et exigeant une rapidité de mise en œuvre en toute garantie.

Grâce à ses caractéristiques de premier plan, ce plancher s'adapte à toutes les typologies de construction (industrielle, commerciale, sportive et résidentielle).

Il offre également des avantages économiques significatifs, surtout lorsqu'il est envisagé dès le début du projet. Son utilisation implique en effet une diminution de l'épaisseur moyenne des dalles, ce qui se traduit par une réduction des éléments portants de la structure (poteaux, poutres et fondations).

Outre l'amélioration de la planification des différentes phases de mise en œuvre, l'adoption de cette technologie répond à certaines exigences aujourd'hui incontournables dans les édifices modernes telles que l'incorporation des conduites nécessaires à la fourniture des services de bureaux et l'utilisation de faux plafonds

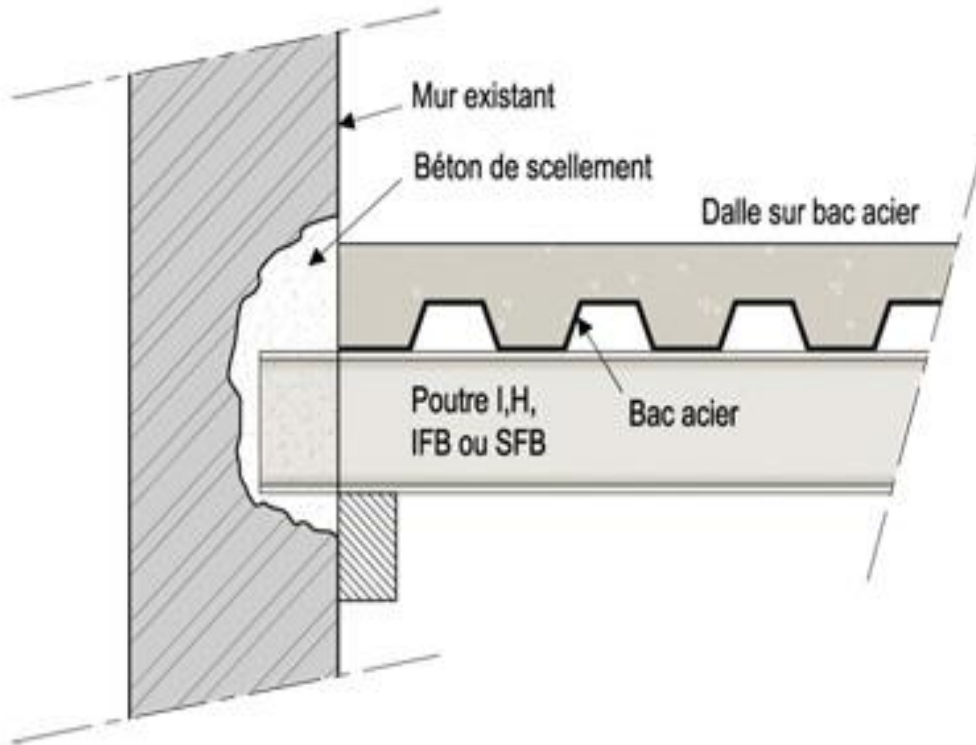


Figure1.6 : plancher collaborant mixte acier

b)- Fonctions et avantages du plancher mixte collaborant :

Après avoir installé et fixé le plancher, celui-ci remplit les fonctions suivantes :

- Il sert de plateforme de travail pendant la construction tout en remplissant une fonction de protection et de sécurité contre la chute d'objets.
- Il remplace le coffrage perdu traditionnel en bois servant de support au coulage du béton.
- Il contribue à la stabilisation du cadre lorsqu'il s'agit d'une structure métallique, évitant ainsi la pose de contreventements horizontaux.
- Il supporte les charges pendant la phase de bétonnage dans certains cas de figure de portée et d'épaisseur.
- Au-dessus d'un certain rapport d'élançement, il s'avère nécessaire d'étayer le profil avant de procéder au coulage du béton. Il revient à la personne responsable du calcul de veiller à ce que les supports intermédiaires nécessaires soient mis en place lorsque le tableau de surcharge le recommande.

Chapitre 01 : Présentation et caractéristique de l'ouvrage

- Il permet la libre circulation des opérateurs au niveau des étages grâce à l'absence du matériel d'étais nécessaire aux coffrages conventionnels.
- Il exerce une action dite de « collaboration » en se mariant étroitement au béton par le biais des crantages et éléments en saillie. Le profil métallique permet ainsi de remplacer totalement ou partiellement les armatures de traction habituellement placées dans la dalle. L'utilisation de fers ronds de traction supplémentaires n'est pas prise en considération dans les tableaux de ce manuel. Il revient toutefois à la personne responsable du calcul de décider de la présence ou non de ces fers en vue d'augmenter la résistance au feu de la dalle.
- L'utilisation de connecteurs permet au plancher collaborant de travailler comme une poutre mixte. Ceci se traduit par une importante réduction de l'épaisseur du plancher entraînant, par conséquent, la diminution du poids de l'ensemble des profils métalliques supportant la dalle, de la structure et des fondations du bâtiment en règle générale. L'avantage économique est donc flagrant, aussi bien en termes de matériel que de durée d'exécution.
- Les nervures longitudinales de la tôle profilée permettent le logement des installations et canalisations du bâtiment.
- Il s'agit d'un système de construction offrant des économies d'argent plus que significatives associées à un gain de temps d'exécution.

c)- Caractéristiques :

Le profil du plancher collaborant MT-100 (appelé ainsi pour la hauteur des crantages de 100 mm) est particulièrement recommandé pour les bâtiments à structure métallique dont les dimensions et les portées sont relativement importantes. Il s'adapte parfaitement à différentes typologies de bâtiments :

- Bâtiments industriels.
- Bâtiments administratifs et bureaux.
- Bâtiments publics de grande superficie.
- Grandes surfaces et entrepôts.
- Centres commerciaux et centres de loisirs.
- Complexes sportifs.

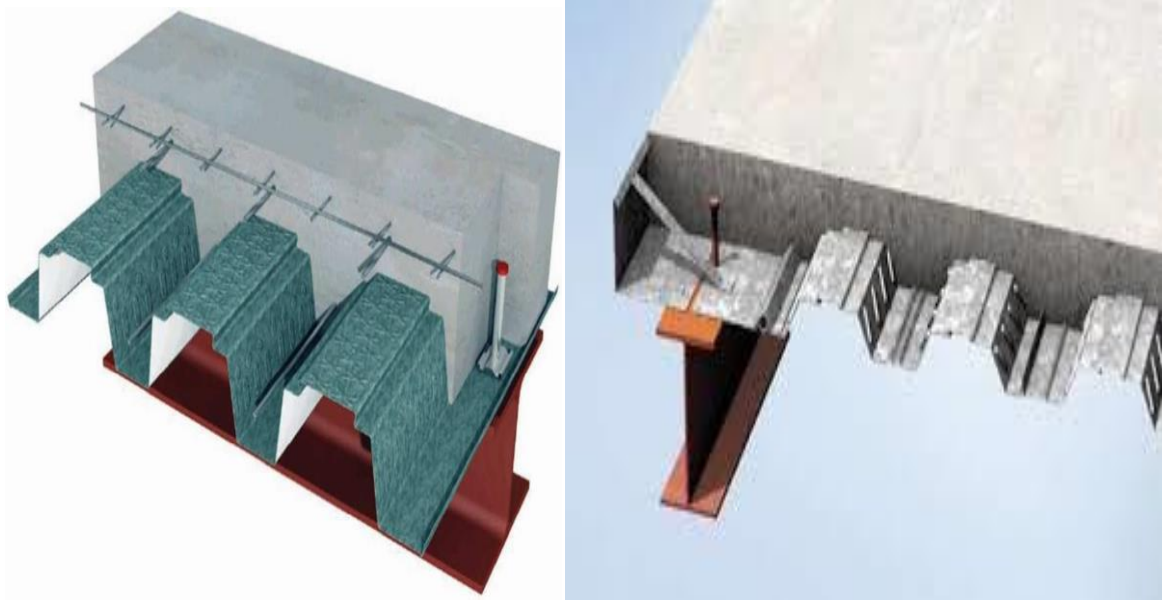


Figure1.7 : plancher collaborant mixte acier (tôle) + béton

Chapitre 2 :

pré dimensionnement charges et surcharges

2.1 Introduction :

Les profiler des éléments porteurs sont déjà pré dimensionner sous les charge vertical,

Selon le guide d'Eurocode 8 (effet du séisme sur les structures métalliques)

2.2 LES POUTRES

2.2.1 Poutres principales :

Les poutres sont déjà pré dimensionner préalable son des IPE 360 dans le sens X et dans le sens Y sont des IPE 300 même les solives.

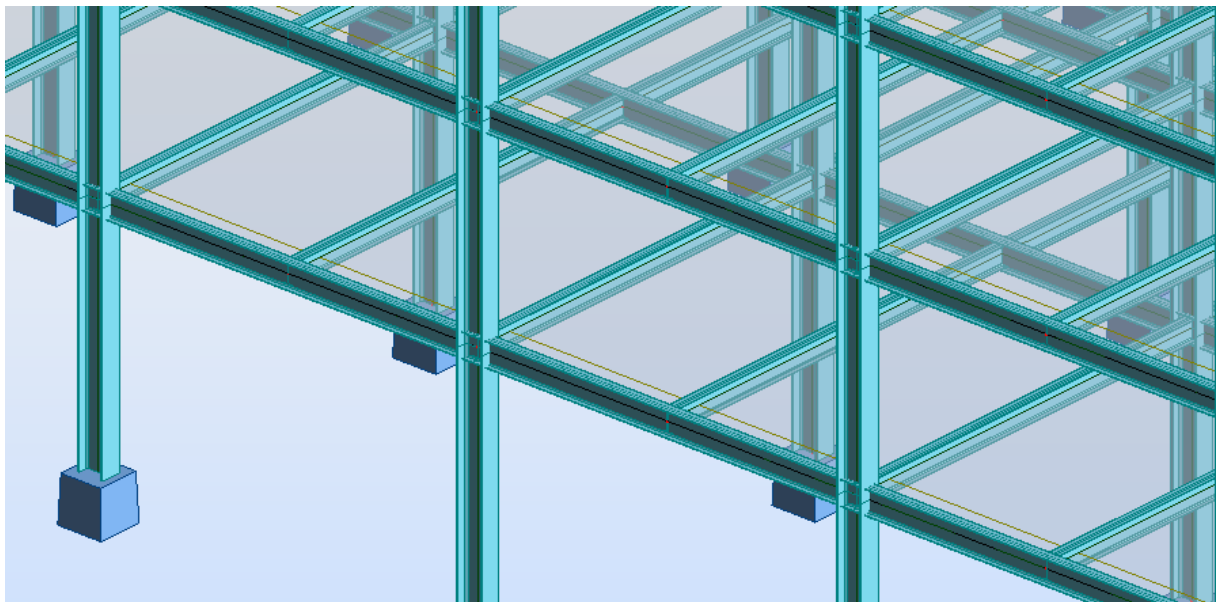


Figure2.1 exemple de poutres en acier IPE

2.2.2 Les poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont déjà pré dimensionné reprenant le même chargement vertical (G et Q) que les solives mais elles sont aussi solliciter en chargement horizontale E et V (Eléments porteurs). Donc on opte un IPE 300 pour les poutres secondaires

2.3 Les poteaux

Les poteaux déjà pré dimensionner au préalable son des HEB400 et cela pour tout le bâtiment d'une Hauteur de 3.60m pour le RDC et les autres niveaux de 1 à 5 et de 3.10m.



Figure2. Exemple de poteau en acier HEB

2.4 Les planchers

Un plancher d'une épaisseur de $h=20\text{cm}$ pour les étages Avec une tôle de 1 mm d'épaisseur. Et une consommation de béton du plancher (m^3/m^2) de 0.135.

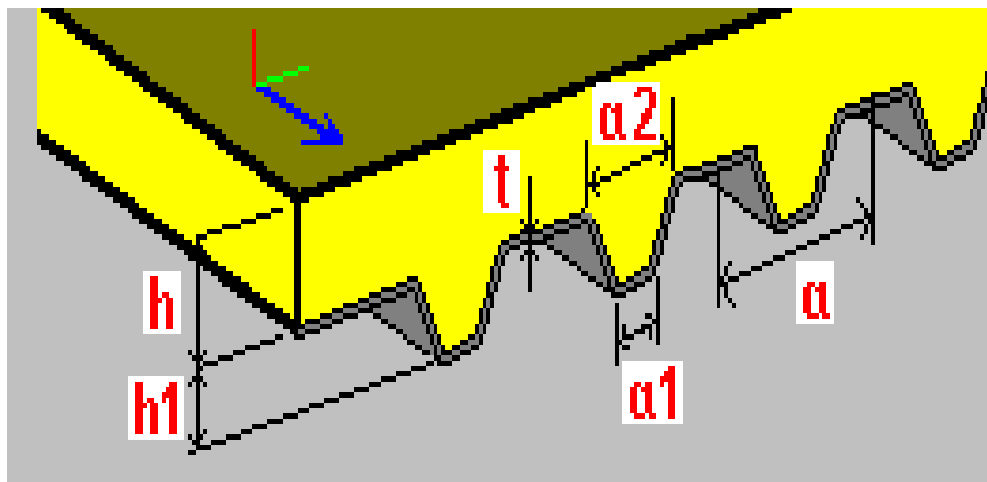


Figure2.3 Plancher collaborant mixte

ÉPAISSEUR DE LA DALLE (cm)	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
CONSOMMATION DE BÉTON DU PLANCHER (m^3/m^2)	0.075	0.085	0.095	0.105	0.115	0.125	0.135	0.145	0.155	0.165	0.175	0.185	
ÉPAISSEUR DE TÔLE (mm)	0.8	191	215	239	263	287	311	335	359	383	406	430	454
	1.0	193	217	241	265	289	313	337	361	385	409	433	457
	1.2	196	220	244	268	292	316	340	364	388	412	436	460

Tableau2.1 : Poids propre de la dalle choisie

Chapitre 2 : Pré dimensionnement charges et surcharges

Dans notre cas on opte pour un plancher d'épaisseur de 20 cm avec un poids propre de 337 Kg/m².

2.5 Les charges permanentes :

2.5.1 Plancher d'étage courant

Pour le calcul du poids des charges permanentes au niveau des étages courants on prend en considérations les éléments suivants :

a) Poutres dans le sens des X

On a 20 poutres de portée de 6.00 m, et le poids propre de la poutre $G=57.093(\text{kg/m})$.

b) Poutres dans le sens des Y

On a 18 poutres de portée de 6.00 m, et le poids propre de la poutre $G=42.24 (\text{kg/m})$

c) Solives disposées dans le sens Y

On a 15 solives de portée de 6.00 m poteaux de 3.5m le poids propre de la solive $G=42.24 (\text{kg/m})$.

d) Les poteaux

On a 24 poteaux de 3.60m pour le RDC de hauteur et 3.10m pour les autres étages.

Le poids propre du poteau $G=155.7 (\text{Kg /m})$

e) Les planchers

On a la surface d'étage et égale à $(30.00\text{m} \times 18.00) = 540 \text{ m}^2$ Donc surface = 540 m² Pour le plancher collaborant mixte on a le poids propre et de 337 kg/m².

f) Les diagonales

On a doublé cornier de 180*180*18 de longueur 8m le poids propre de la cornier $G=48.60 (\text{Kg /m})$.

g) Faux plafond

La surface de l'étage est de 540m², le poids propre de faux plafond 15 (kg/m²).

h) Parois et les cloisons

Pour chaque niveau on a le poids propre $G=23.808 \text{ t}$

i) Équipement

Pour l'équipement on a le poids propres $G=48.60 t_f$

2.5.1.1 Bilan des masses :

Pour effectuer le bilan ; toutes les masses seront donc ramenées au niveau des planchers.

De ce fait : Les masses relatives à la dalle (dalle béton, bac acier, équipement et faux plafond) sont attachées aux plancher concernées.

- les masses des poutres et des solives sont attachées aux niveaux des plancher.
- les masses des poteaux se répartissant pour moitié entre les niveaux qu'ils relient ;
- les masses des parois externes et des cloisons intérieures sont réparties pour moitié entre les niveaux adjacents.
- Le bilan de masses rapportées à chaque niveau est calculé et ramène dans les tableaux suivant :

Chapitre 2 : Pré dimensionnement charges et surcharges

a) Niveau 1 le RDC :

Les éléments	Les masses(Tt)
Poteaux	19.195
Poutres	11.41
Solives	3.80
Dalle + bac	181.98
Faux plafond	8.1
Parois	23.808
Équipements	48.60
Diagonales	4.02
Totale	301

Tableau 2.2 : tableau récapitulatif des poids propre du RDC

Chapitre 2 : Pré dimensionnement charges et surcharges

b) Niveau 2 :

Les éléments	Les masses (Tr)
Poteaux	11.554
Poutres	11.41
Solives	3.80
Dalle + bac	181.98
Faux plafond	8.1
Parois	23.808
Équipements	48.60
Diagonales	2.6
Totale	291.83

Tableau2.3 : tableau récapitulatif des poids propre du 2^{em}niveau

Remarque :

Le poids propre des niveaux 3 ; 4 et 5 est le même.

c) Niveau 6 : Terrasse inaccessible

Les éléments	Les masses (Tf)
Poteaux	5.77
Poutres	11.42
Solives	3.80
Dalle + bac	181.98
Faux plafond	8.1
Parois	11.90
Equipements	71.28
Diagonales	2.6
acrotère	14.4
Totale	311.24

Tableau 2.4 : tableau récapitulatif des poids propre du niveau 6

2.5.2 Les surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation de niveaux 1, 2, 3,4 et 5 est du 2.5KN/m²,donc(2.5*540) = 135 tf

Pour le 6^{em}niveau terrasse inaccessible charge d'exploitation du 1.5 KN pour 10 m²

Donc est de 8.1tf

Les niveaux	Charge d'exploitation en T _f
Niveau 1, 2, 3, 4, 5	135
Niveau 6	8.1

Tableau 2.5 Tableau récapitulatif des charges d'exploitation

Le poids total W est calculé selon RPA par la formule suivant :

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

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi}: charges d'exploitation

β: coefficient de pondérations

(β = 0.2) usage de bureau

- **Pour le RDC et niveau 1**

$$W_G = 301 \text{ tf}$$

$$W_Q = 135 \text{ tf}$$

$$W_G + \beta W_Q = 301 + (0.2)135 = 328 \text{ tf}$$

- **Pour le niveau 2**

$$W_G = 291.83 \text{ tf}$$

$$W_Q = 135 \text{ tf}$$

$$W_G + \beta W_Q = 291.83 + (0.2)135 = 318.83 \text{ tf}$$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement charges et surcharges

Remarque :

Pour les niveaux 3,4 et 5 le poids d'étage est identique à celui de 2.

- Pour le niveau 6

$$WG = 311.24 \text{ tf}$$

$$WQ = 8.1 \text{ tf}$$

$$WG + \beta WQ = 311.24 + (0.2) * 8.1 = 312.86 \text{ tf}$$

Poids total du bâtiment :

$$W_{\text{total}} = (328 + 318.83 + 318.83 + 318.83 + 318.83 + 312.86) = 1914.59 \text{ Tf}$$

$$W_{\text{total}} = 1914.59 \text{ Tf}$$

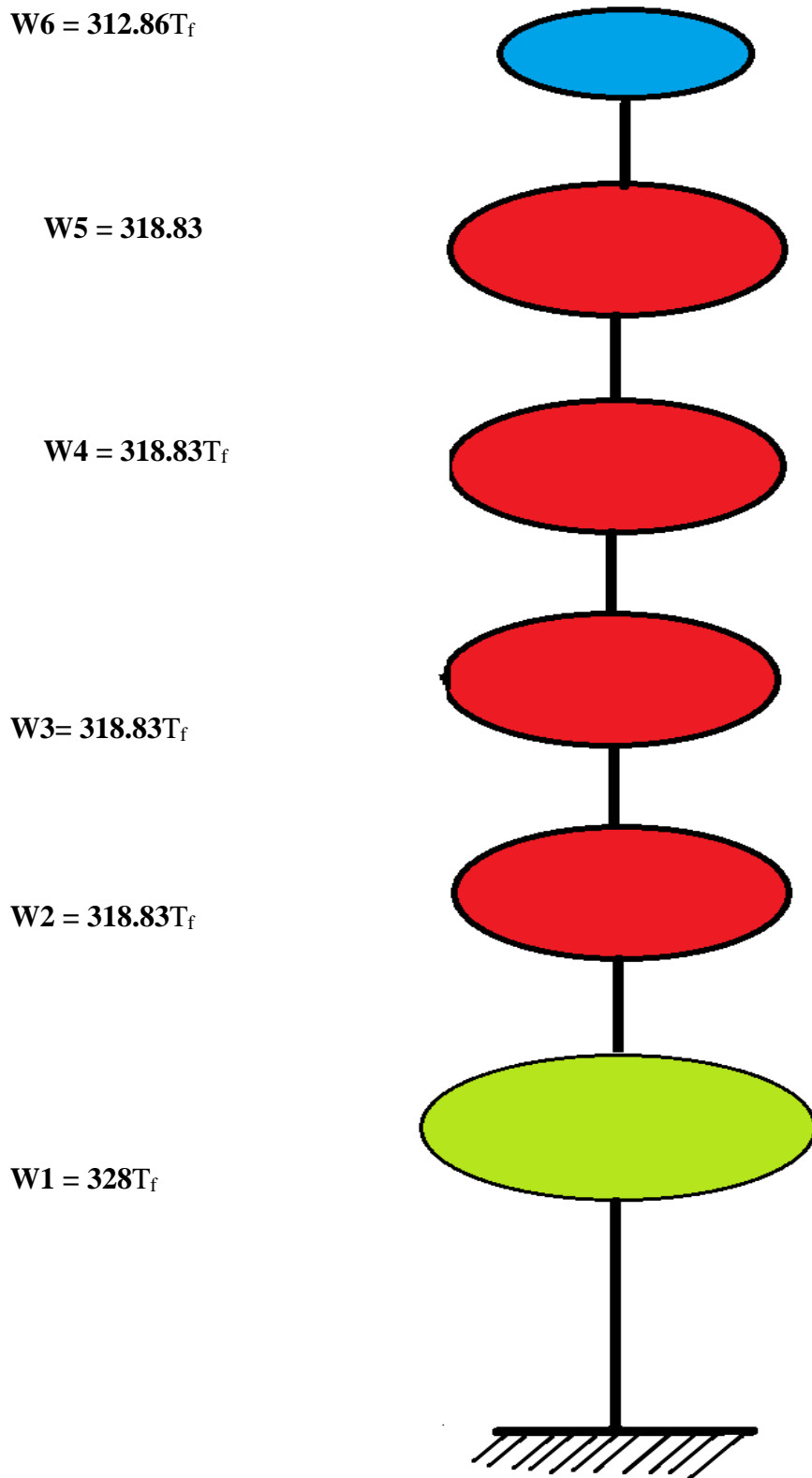


Figure 2.2 Distribution du poids total du bâtiment

Chapitre 3 :
Calcul des efforts
Sismiques

3.1 Méthodes d'analyse structurale :

Dans le calcul parasismique habituel des structures, on fait appel à diverses méthodes d'analyses qui, à savoir leurs utilité dans le règlement en vigueur, ont pour objet de calculer les contraintes imposées par l'action sismique.

Les contraintes et les déformations résultant du mouvement de sol peuvent être évaluées par différentes méthodes qui fournissent différents degrés d'exactitude. Les méthodes suivantes peuvent être adoptées :

- Analyse statique équivalente
- Analyse modale spectrale
- Analyse temporelle (généralement par accélérogramme)

Ces trois méthodes peuvent être utilisées pour une analyse linéaire, bien que l'analyse non linéaire est effectué généralement par les deux principales méthodes, à savoir statique non linéaire (Puchover) et dynamique non linéaire basé essentiellement sur des accélérogrammes sismiques réelles ou simulés, ainsi par un chargement cyclique adopté par les règlements ou par les laboratoires de recherches.

Dans notre cas en va ce utiliser la méthode statique équivalente

3.2 Méthode statique équivalente :

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est basé sur l'utilisation des spectres de reponse.

Mais comme le RPA 99 V 2003 préconise que, l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalent.

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 :

$$V = F_t + \sum_{i=0}^n F_i$$

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

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 :

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-Ft) est effectuée sur la hauteur de la structure par la formule :

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

3.3 Contreventement en (x)

Dans notre cas le calcul se fait uniquement dans le sens yy ou le contreventement est assuré par des palées de stabilités triangulées

3.3.1 Calcul de v avec les palées de stabilités (x)

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

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

a) Calcul du poids total du bâtiment Wt :

Déjà calculée bien avant est ça valeur veaux

$$Wt = 1914.59 \text{ Tf}$$

b) Calcul de A coefficient de zone sismique :

groupe d'usage	zone sismique			
	<i>I</i>	<i>I_a</i>	<i>II_b</i>	<i>III</i>
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,1	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

Tableau 3.1 : valeur de A selon RPA99 version2003.

Pour notre cas on à usage de bureaux donc groupe 2.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou qu'est classé selon le

RPA 99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (**Zone II_a**).

En résumer Groupe 2 et zone II_a Donc $A = 0.15$ **$A = 0.15$**

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T \geq 3s \end{cases}$$

T_1 T_2 : période caractéristique associé à la catégorie du site et donnée par le tableau 3.2
La période caractéristique du site T_2 est donnée par le tableau suivant

site	s1	s2	s3	s4
T2	0,3	0,4	0,5	0,7

Tableau3.2 : valeur de T2 selon le site RPA99 version2003.

On a le site est S3 donc $T_2=0.50$

- Calcul de T la période La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

- h_N : hauteur 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 suivant.

Chapitre 3 : Etudes sismiques

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques autostable en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2		0,085
3	Portiques autostable en acier sans remplissage en maçonnerie	
4	Portiques autostable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	<< 0,050

Tableau 3.3 : valeurs du coefficient C_T

Donc $T = 0,05 * 19,10^{0.75} = 0,46 \text{ s}$

$T = 0,46 \text{ s}$

Avec : $0 < 0,46 < T_2$

Donc :

D = 2.5η

• **η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constrictif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

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

Tableau 3.4 Valeurs de ξ (%)

Chapitre 3 : Etudes sismiques

Dans notre cas $\xi = 4\%$ par ce que le remplissage Léger

$$\eta = (7 / 4 + 2)^{1/2} = 1.08$$

$$D = 1.08 * 2.5 = 2.7 > 2.5$$

$$D = 2.5$$

d) Facteur de qualité 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

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P$$

Critère q	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de cv	0	0.5
2. Redondance en plan	0	0.5
3. Régularité en plan	0	0.5
4. Régularité en élévation	0	0.5
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.5
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.5

Tableau 3.5 Valeur des pénalités(Pq) selon le site RPA99 version2003.

Chapitre 3 : Etudes sismiques

- 1- La condition minimale sur les files de contreventement est vérifiée car nous avons trois files porteuses alors que la minimale est de 3 et cela dans les deux sens que ce soit transversal ou longitudinal donc $p1=0$
- 2- La redondance en plan est observée ou vérifiée dans les deux sens aussi X et Y donc $p2=0$
- 3- Régularité en plan et en élévation est observée dans les deux sens aussi donc $p3=p4=0$
- 4- Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution sont vérifiés tout 2 donc $p5=p6=0$

Donc $Q=1 + (0+0+0+0+0+0)$

$$Q = 1$$

e) 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 donnée suivant le système de contreventement.


Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles	6
Portiques autostables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4 
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portique/palées triangulées en X	5
Mixte portique/palées triangulées en V	4
Portique en console verticale	2

Tableau 3.6 valeurs du facteur de comportement R

Dans notre cas le contreventement est assuré par des palées triangulées en x dans le sens y.

$$R=4$$

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

Avec :

$$A=0.15$$

$$Q = 1$$

$$R = 4$$

$$W = 1914.59 \text{ tf}$$

$$D=2.5$$

$$V_y = \frac{0.15 \cdot 2.5 \cdot 1}{4} * 1914.59 \text{tf}$$

$$V_y = 179.49 \text{ tf}$$

f) Distribution des forces sur chaque niveau (sens y-y)

Le contreventement est assuré par 2 palées triangulées en x identiques repartis régulièrement, ce qui donne par portique.

$$\frac{V_y}{2} = \frac{179.49}{2} = 89.74 \text{ tf}$$

$$V_y = 89.14 \text{tf}$$

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

$$T = 0.46 < 0.7 \text{ s donc } F_t = 0$$

$$F_k = \frac{(179.49)w_k H_k}{(328 * 3.6) + (318.83 * 6.7) + (318.83 * 9.8) + (318.83 * 12.9) + (318.83 * 16) + 311.27 * 19.1)}$$

$$F_k = 0.0089w_k H_k$$

$$F_1 = 0.0089 * 328 * 3.6 = 9.81 \text{ Tf}$$

$$F_2 = 0.0089 * 318.83 * 6.7 = 17.75 \text{ Tf}$$

$$F_3 = 0.0089 * 318.83 * 9.8 = 25.93 \text{ Tf}$$

$$F_4 = 0.0089 * 318.83 * 12.9 = 34.13 \text{ Tf}$$

$$F_5 = 0.0089 * 318.83 * 16 = 42.34 \text{ Tf}$$

$$F_6 = 0.0089 * 312.86 * 19.1 = 49.34 \text{ Tf}$$

Remarque :

Chaque palée triangulée va reprendre la moitié de ces forces.

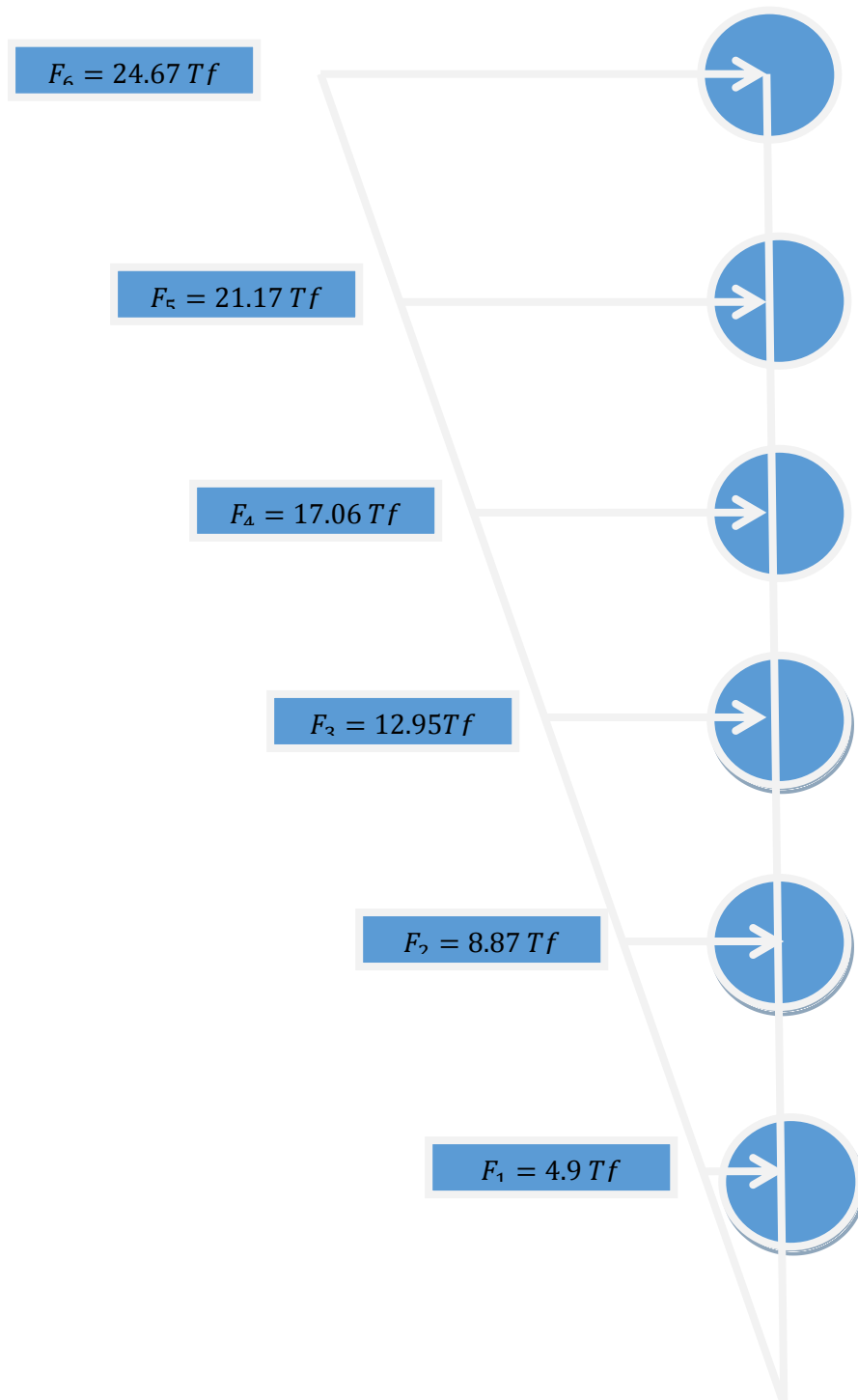


Figure 3.1 distribution de l'effort tranchant pour chaque étage

Chapitre 4 : Modélisation et Vérification des Elements

Chapitre 4 : Modélisation et vérification des éléments

4.1 Introduction :

Le logiciel robot d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, condition aux limite, chargement de la structure,...etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel ROBOT qui est basé sur la méthode des éléments finis.

Pour la modélisation d'une structure à l'aide de logiciel ROBOT on a suivre les étapes suivantes :

4.2 Modalisation de la structure :

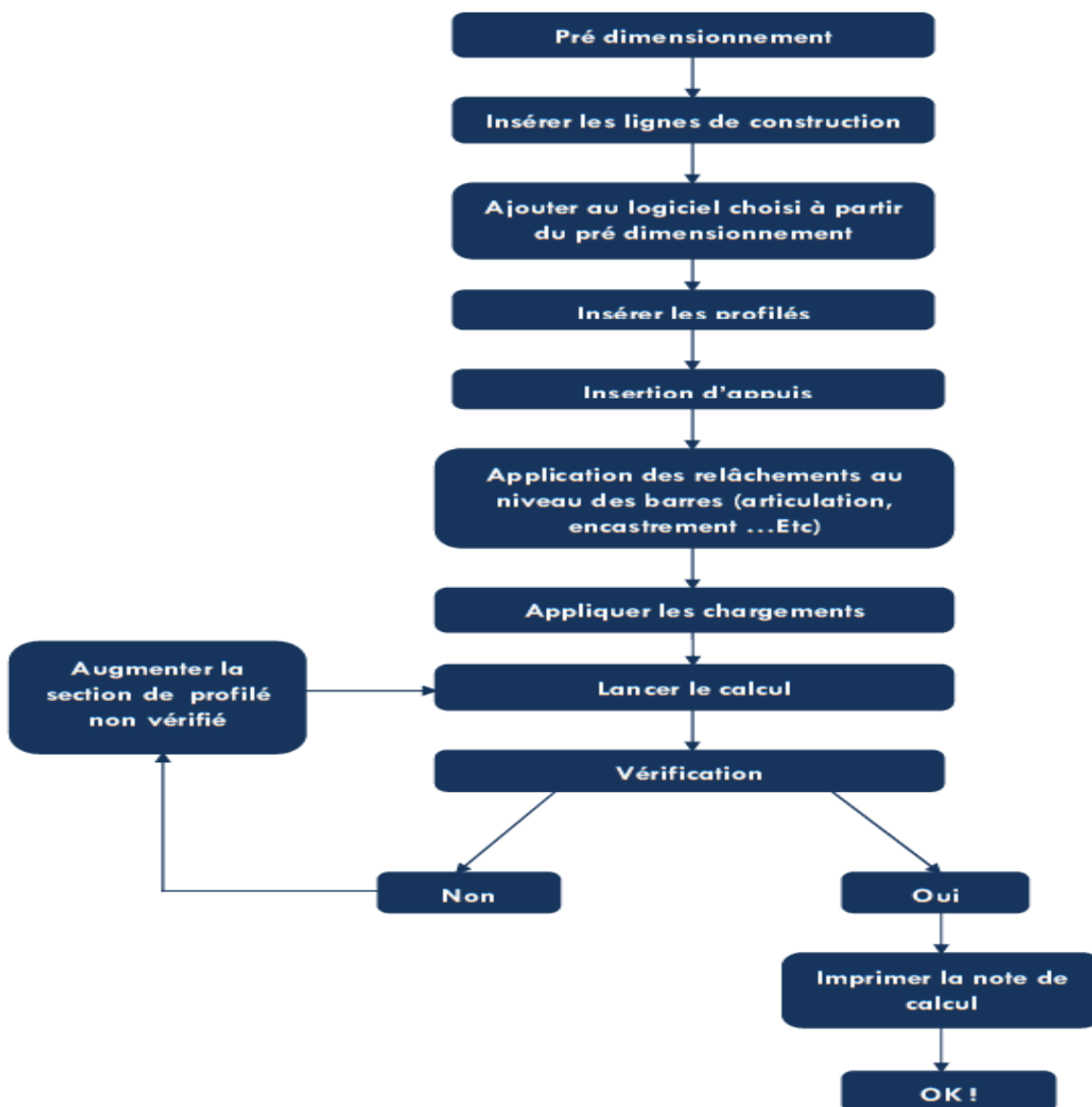


Figure 4.1 organigramme de modélisation sous Robot

Chapitre 4 : Modélisation et vérification des éléments

4.2.1 Etapes 1 : réglages et choix de préférence de l'affaire :

Affecter les différents paramètres qui concerne la structure (matériaux utilisé, règle de calcul,...) pour notre structure on a affecté :

Béton : C25 /30

Acier : S235

Dimensionnement des structures en aciers EC3

Charge sismique : RPA99(2003)

4.2.2 Etapes 2 : Définition de la section utilisée dans le modèle

Créer tous les éléments contenant la structure (poteaux, poutres, dalles,... etc.)

Pour notre structure on définit

Poutre principale : IPE360

Poutre secondaire : IPE300

Solive : IPE300

Poteau : HEB400

Dalle mixte

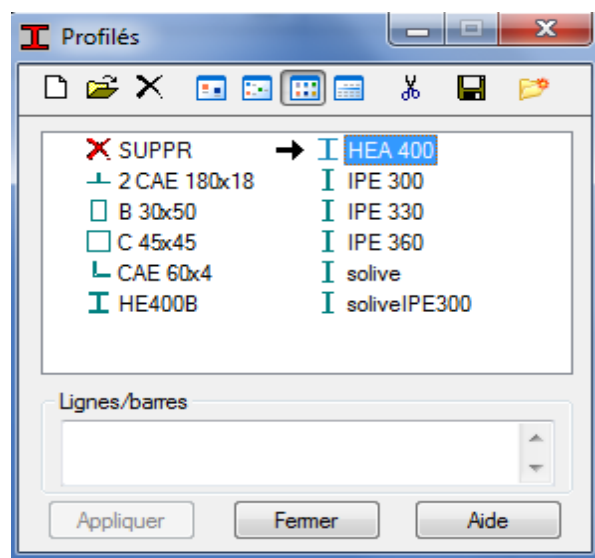


Figure 4.2 les différents section de la structure

4.2.3 Etape3 : Définition des lignes de construction :

Définition des différents lignes correspond aux différentes fibres de portique en respectant les distances affecté par le plan architectural .pour notre structure on a les distances suivantes :

Suivant X : 6m, 6m, 6m, 6m, 6m.

Suivant Y : 6m, 6m, 6m.

Suivant Z : 3.6m, 3.1m, 3.1m, 3.1m, 3.1m, 3.1m.

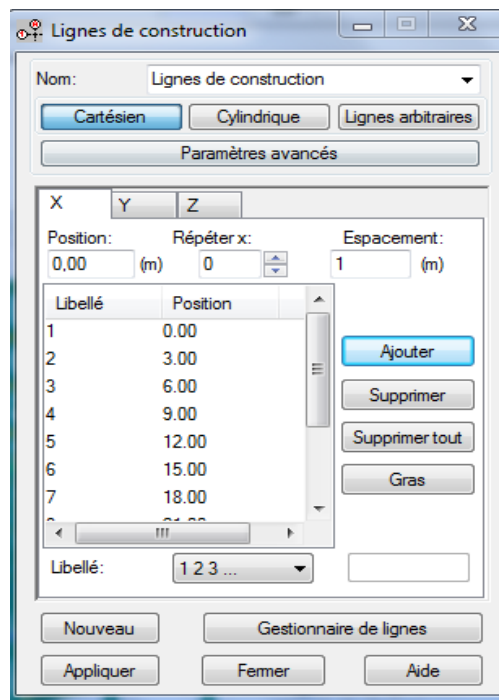


Figure 4.2 Définition des lignes de construction

4.2.4 Étape 4 : modélisation des éléments de la structure

Introduire au système de lignes de construction les différentes sections et appuis correspond a la structure (poteau, poutre, plancher, encastrement,...etc.)

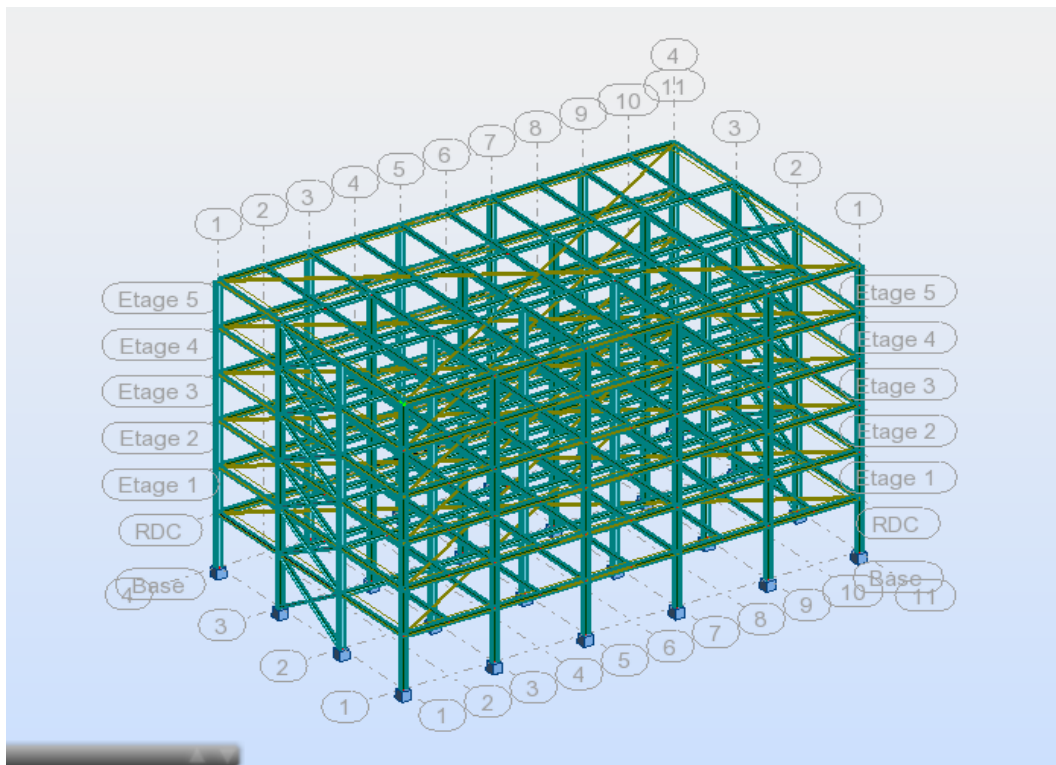


Figure 4.3 Introduction des sections de la structure

4.2.5 Etape5 : Définition des charges

Définir les différentes charges permanent, d'exploitation et sismique sollicité a la structure.
Pour notre structure on a définie :

G : charges permanents sur le plancher

Q1 : charge d'exploitations sur les planchers courant

Q2 : charge d'exploitations sur le plancher terrasse

Ex : charge sismique suivant l'axe X

Ey : charge sismique suivant l'axe Y

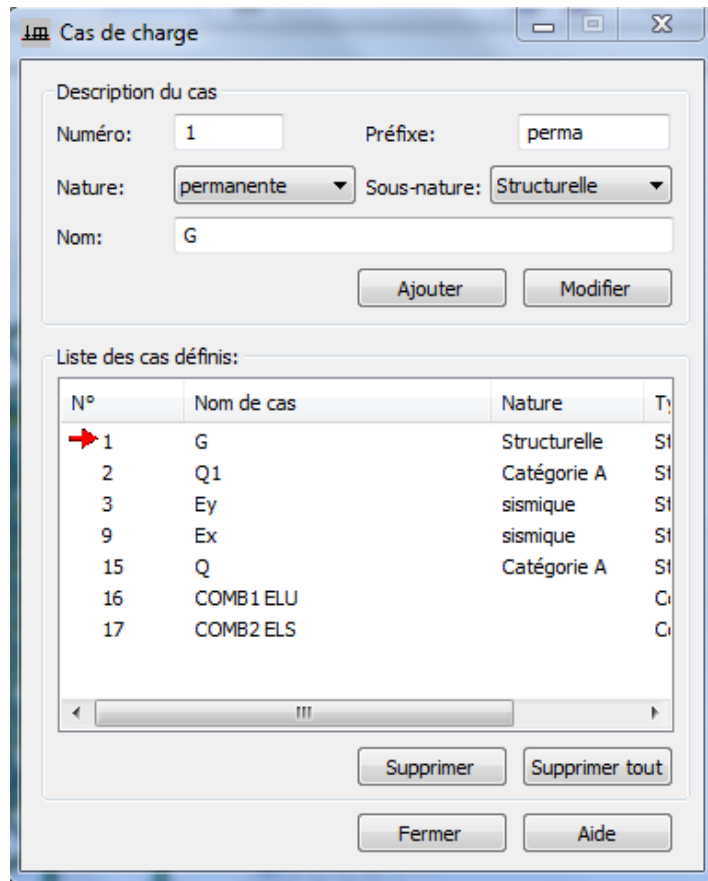


Figure 4.4 les différents cas de charge sur la structure

4.2.6 Etape 6 : définition des différentes combinaisons de charge

Introduire les combinaisons de calcul de la structure à ELU, ELS et accidentelle.

4.2.7 Etape 7 : chargement de la structure

Affecter les correspondances aux différents éléments de la structure

Pour notre structure :

Le premier niveau : $G=6 \text{ KN/m}^2$ $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Les niveaux 2, 3, 4 et 5 : $G=5.8 \text{ KN/m}^2$ $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Le dernier niveau : $G=5.7 \text{ KN/m}^2$ $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

4.3 Analyse de la structure :

L'analyse élastique globale, peut-être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par le règlement en vigueur, sur les cas de chargement.

a) les chargements statique sont :

Le poids propre de la structure

Les charges d'exploitation

b) les chargements dynamique sont :

Les effets sismiques

4.3.1 Vérification des éléments de la structure :

Pour la vérification des éléments de la structure il s agit de vérifier le profiler le plus sollicité sous la combinaison la plus défavorable de chaque élément.

4.3.1.1 Vérification des poutres principales (IPE360) :

D'après les résultats obtenus de logiciel ROBOT la poutre la plus sollicité est : 44

Les efforts agissants sur la poutre :

$$M = 63.22 \text{ KNm}$$

$$V = 40.84 \text{ KN}$$

a) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que

$$V_y < V_{ply}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vz} f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 35.14 * \frac{235}{1} * 0.1 = 476.77 \text{ KN}$$

$$V_y = 40.84 < V_{ply} = 476.77 \quad \text{conditions vérifiées.}$$

$$V_y = 40.84 < 0.5 V_{ply} = 238.38 \text{ KN}$$

Chapitre 4 : Modélisation et vérification des éléments

On ne peut pas prendre en compte l'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant plastique.

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{pl} \quad \text{Avec :}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019.22 * 235}{1} = 239.516 \text{ KN m}$$

$$M_{sd} = 63.22 \text{ KN m} \leq M_{pl} = 235.516 \text{ KN m} \quad (\text{la condition est vérifiée})$$

b) Vérification de déversement :

$$M_R = \chi_{LT} * \beta_W * W_{PLy} * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$W_{PLy} = 1019.33 \text{ cm}^3 ; \beta_W = 1 \text{ (section de classe 1)} ; C_1 = 0.712 ; C_2 = 0.625$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi * E * I_z}{(K * L)^2} \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * l)^2 * G * I}{\pi^2 * E * I_z} + (C_1 * Z_g)^2 - C_2 * Z_g \right]$$

$$E = 21000 \text{ KN/cm}^2$$

$$G = \frac{E}{2 + (1 * \nu)} = 8750 \text{ KN/cm}^2$$

$$I_w = I_z \left[\frac{h * t_f}{2} \right]^2 = 1043.45 \left[\frac{36 * 1.3}{2} \right]^2 = 571351.48$$

$$M_{cr} = 307.4 \text{ KN m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{239.516}{307.4} \right]^{0.5} = 0.88$$

$$\frac{h}{b} = \frac{36}{17} = 2.117 ; t_f = 14 \text{ mm courbe a}$$

Donc $\chi_{LT} = 0.740$ (avec interpolation entre 0.8 et 0.9).

$$M_R = 0.740 * 1 * 10.19 * \frac{235}{1} = 177.2 \text{ KN m}$$

$M = 63.22 \text{ KNm} < M_R = 177.2 \text{ KN m}$ (la condition est vérifiée).

Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 44 Poutre_44
0.50 L = 3.00 m

POINT : 3

COORDONNEE : x =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=36.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.00 kN	My,Ed = 63.22 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 1709.14 kN	My,Ed,max = 63.22 kN*m		Mz,Ed,max = -0.00
kN*m	Vy,T,Rd = 655.86 kN		
Nb,Rd = 1709.14 kN	My,c,Rd = 239.52 kN*m		Mz,c,Rd = 44.91
kN*m	Vz,Ed = 40.84 kN		
	MN,y,Rd = 239.52 kN*m		MN,z,Rd = 44.91
kN*m	Vz,T,Rd = 473.66 kN		
	Mb,Rd = 116.04 kN*m		Tt,Ed = 0.10 kN*m
			Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 142.84 kN*m	Courbe,LT - c	XLT = 0.48
Lcr,upp=6.00 m	Lam_LT = 1.29	fi,LT = 1.35	XLT,mod = 0.48

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,tz,Ed}/(\tau_{y,tz}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{y,tz,Ed}/(\tau_{y,tz}/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y, Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

BN : En suit les mêmes étapes pour les poutres secondaires.

4.3.1.2 Vérification des poutres secondaires (IPE300) :

D'après les résultats obtenus de logiciel ROBOT la poutre la plus sollicitée est : 45

Les efforts agissants sur la poutre :

$$M = 54.41 \text{ kNm}$$

$$V = 52.98 \text{ kN}$$

a) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que

$$V_y < V_{ply}$$

$$V_{ply} = \frac{A_{vz} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{25.68 * \frac{235}{1}}{1} = 348.83 \text{ KN}$$

$$V_y = 52.98 < V_{ply} = 348.83 \text{ conditions vérifiée.}$$

$$V_y = 52.98 < 0.5V_{ply} = 174.41 \text{ KN}$$

On ne peut pas prendre en compte l'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant plastique.

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl}$

Avec :

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{628.4 * 235}{1} = 147.67 \text{ KN m}$$

$$M_{sd} = 54.41 \text{ KN m} \leq M_{pl} = 147.67 \text{ KN m} \quad (\text{la condition est vérifiée})$$

b) Vérification de déversement :

$$M_R = \bar{\lambda}_{LT} * \beta_W * W_{PLy} * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$W_{PLy} = 628.4 \text{ cm}^3 ; \beta_W = 1 \text{ (section de classe 1)} ; C_1 = 0.712 ; C_2 = 0.625$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{M_{ply}}{M_{cr}} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi * E * I_z}{(K * L)^2} \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(K * l)^2 * G * l}{\pi^2 * E * I_z} + (C_1 * Z_g)^2 - C_2 * Z_g \right]$$

$$E = 21000 \text{ KN/cm}^2$$

$$G = \frac{E}{2 + (1 * \nu)} = 8750 \text{ KN/cm}^2$$

$$I_w = I_z \left[\frac{h * t_f}{2} \right]^2 = 603.68 \left[\frac{30 * 1.1}{2} \right]^2 = 164351.188$$

$$M_{cr} = 227.8 \text{ KN m}$$

Chapitre 4 : Modélisation et vérification des éléments

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{147.6}{227.8} \right]^{0.5} = 0.80$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{15} = 2; \text{tf} = 11 \text{ mm} \quad \text{courbe a}$$

$$\text{Donc } \kappa_{LT} = 0.7957$$

$$M_R = 0.7957 * 1 * 6.03 * \frac{235}{1} = 112.7 \text{ KNm}$$

$$M = 54.41 \text{ KNm} < M_R = 112.7 \text{ KN m (la condition est vérifiée).}$$

Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 45 Poutre_45

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00

L = 6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 300

h=30.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=15.0 cm

Ay=36.16 cm²

Az=25.68 cm²

Ax=53.81 cm²

tw=0.7 cm

Iy=8356.11 cm⁴

Iz=603.78 cm⁴

Ix=19.47 cm⁴

tf=1.1 cm

Wply=628.40 cm³

Wplz=125.22 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.01 kN

My,Ed = -54.41 kN*m

Mz,Ed = 0.00 kN*m

Vy,Ed = -0.00 kN

Nc,Rd = 1264.58 kN

My,Ed,max = -54.41 kN*m

Mz,Ed,max = 0.00

kN*m

Vy,T,Rd = 490.57 kN

Chapitre 4 : Modélisation et vérification des éléments

$N_{b,Rd} = 1264.58 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 147.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 29.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $V_{z,Ed} = -52.98 \text{ kN}$
 $M_{N,y,Rd} = 147.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{N,z,Rd} = 29.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $V_{z,T,Rd} = 348.41 \text{ kN}$
 $M_{b,Rd} = 72.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section =
 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 77.69 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - b $X_{LT} = 0.48$
 $L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$ $\lambda_{m,LT} = 1.38$ $\eta_{i,LT} = 1.38$ $X_{LT,mod} = 0.49$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\tau_{fy}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

4.3.1.3 Vérification des poteaux (HEB400) :

D'après les résultats obtenus de logiciel ROBOT le poteau le plus sollicité est : 22

$$M_y = 23.88 \text{ KN m}$$

$$M_z = 16.51 \text{ KN m}$$

$$V_y = 6.45 \text{ KN}$$

$$V_z = 19.90 \text{ KN}$$

$$N = 2563.8 \text{ KN}$$

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 22 Poteau_22

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00

L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 G+Q+1.2EY (1+2)*1.00+5*1.20

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB400B

$$h = 40.0 \text{ cm}$$

$$gM0 = 1.00$$

$$gM1 = 1.00$$

$$b = 30.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 157.55 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 69.98 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 197.78 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1.4 \text{ cm}$$

$$I_y = 57680.50 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 10819.00 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 382.00 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 2.4 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 3231.91 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 1104.05 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{,Ed} = 2563.80 \text{ kN} \quad M_{y,Ed} = -23.88 \text{ kN*m} \quad M_{z,Ed} = 16.51 \text{ kN*m} \quad V_{y,Ed} = 6.54 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 4647.78 \text{ kN} \quad M_{y,Ed,max} = 42.40 \text{ kN*m}$$

$$M_{z,Ed,max} = 16.51$$

Chapitre 4 : Modélisation et vérification des éléments

kN*m	V _{y,T,Rd} = 2137.57 kN	
N _{b,Rd} = 4071.57 kN	My,c,Rd = 759.50 kN*m	Mz,c,Rd = 259.45
kN*m	Vz,Ed = 19.90 kN	
	MN,y,Rd = 394.13 kN*m	MN,z,Rd = 221.16
kN*m	Vz,T,Rd = 949.44 kN	
		Tt,Ed = -0.00 kN*m
		Classe de la section =
1		



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 3.60 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 3.60 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 21.08$$

$$\lambda_{my} = 0.22$$

$$X_y = 0.99$$

$$k_{zy} = 0.32$$



en z:

$$L_z = 3.60 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 3.60 \text{ m}$$

$$L_{amz} = 48.67$$

$$\lambda_{mz} = 0.52$$

$$X_z = 0.88$$

$$k_{zz} = 0.79$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.76} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 21.08 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 48.67 < \lambda_{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

4.3.1.4 Vérification des cornières

Note de calcul :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 477 Barre_477
7.00 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 G+Q+1.2EY (1+2)*1.00+5*1.20

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 180x18

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=36.0 cm	Ay=64.80 cm ²	Az=58.32 cm ²	Ax=123.82 cm ²
tw=1.8 cm	Iy=3732.00 cm ⁴	Iz=6952.44 cm ⁴	Ix=132.97 cm ⁴
tf=1.8 cm	Wely=289.30 cm ³	Welz=386.25 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 670.00 kN	My,Ed = -4.93 kN*m	Mz,Ed = 0.76 kN*m	Vy,Ed = -0.29 kN
Nc,Rd = 2909.66 kN	My,Ed,max = -4.93 kN*m	Mz,Ed,max = -1.35 kN*m	
	Vy,T,Rd = 879.19 kN		
Nb,Rd = 1164.89 kN	My,c,Rd = 67.99 kN*m	Mz,c,Rd = 90.77 kN*m	
	Vz,Ed = -3.09 kN		
			Vz,T,Rd = 791.27 kN
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section =

3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

Chapitre 4 : Modélisation et vérification des éléments



en y:

$$L_y = 7.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 7.00 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 127.45$$

$$\lambda_{my} = 1.36$$

$$X_{y,c,Rd} = 0.40$$

$$k_{yy} = 1.22$$



en z:

$$L_z = 7.00 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 7.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{mz} = 93.38$$

$$\lambda_{mz} = 0.99$$

$$X_{z,c,Rd} = 0.60$$

$$k_{yz} = 0.90$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 127.45 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 93.38 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{y,c,Rd} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{z,c,Rd} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

4.4 Conclusion :

Les éléments de la structure (poteaux, poutres, ... etc.) sont vérifiés à titre individuel.

A la résistance et à la stabilité.

Donc on garde les mêmes profils pour notre structure.

Chapitre 5 :

Les effets des seconds
ordres

Et les imperfections

5.1 Généralités

Les effets du second ordre sont dus au déplacement latéral du portique. Le déplacement latéral provoque l'excentricité de la charge verticale qui engendre des moments de second ordre dans les poteaux. Les effets de la géométrie déformée (effets du second ordre) devront être pris en compte s'ils augmentent les effets de l'action de manière significative ou s'ils modifient fortement le comportement structural.

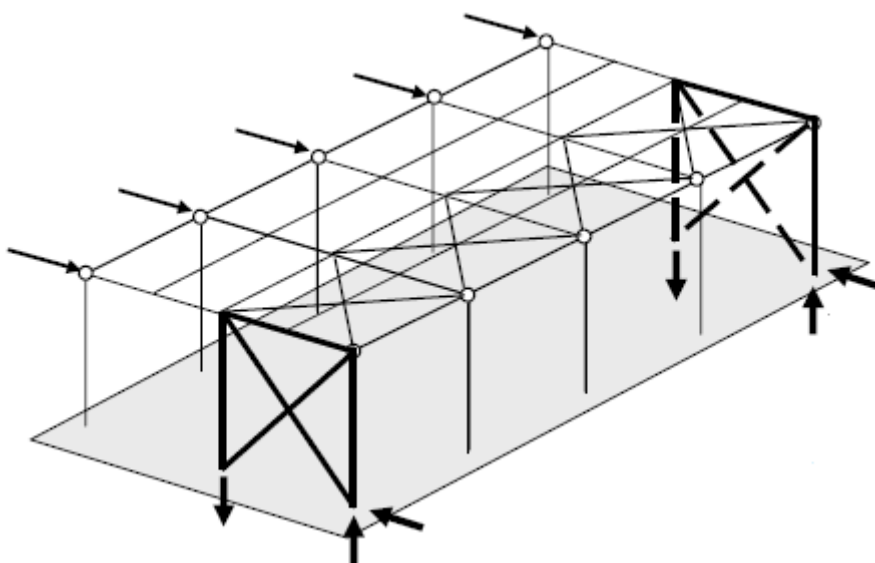


Figure 5.1 schéma explicatif des effets du second ordre

5.2 Ossature de bâtiment :

5.2.1 Calcul de α_{cr} pour le mode globale d'instabilités :

Dans le cas de portique ou ossature multi étagées α_{cr} peut être calculé simplement dans le cadre de l'analyse linéaire au premier ordre de l'ossature soumise à ses charges de calcul.

Pour chaque étage i on peut calculer une valeur α_{cr} telle que :

$$\alpha_{cr \cdot i} = \left(\frac{F_i}{V_{Ed i}} \right) \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed i}} \right)$$

Ou :

δ_i : Déplacement horizontal relatif du niveau supérieur de l'étage i par rapport au niveau inférieur.

h_i : Hauteur de l'étage i

F_i : charge horizontale totale reprise par l'étage i , à interprète comme la charge de cisaillement de l'étage (en générale, somme des efforts tranchants dans les poteaux de l'étage).

V_i : charge verticale totale reprise par l'étage i , interprété comme la charge de compression de l'étage (la somme des efforts normaux dans les poteaux de l'étage).

Les déplacements de la structure ($\delta_{H,Ed}$) :

($\delta_{H,Ed}$) : Est le déplacement horizontal de la structure de la partie supérieure de l'étage, par rapport à la partie inférieure, quand l'ossature est soumise à des charges horizontales réelles ou fictives appliquées à chaque étages. (Sens y-y)

- $\delta_1 = 9.88 \text{ mm}$
- $\delta_2 = 23.10 \text{ mm}$
- $\delta_3 = 38.67 \text{ mm}$
- $\delta_4 = 55.15 \text{ mm}$
- $\delta_5 = 71.34 \text{ mm}$
- $\delta_6 = 86.12 \text{ mm}$

5.2.1.1 Calcule de V_{Ed} :

Sous la combinaison : $G+Q+1.2 E_y$

- $V_6 = 3114 + 810$
- $V_6 = 3924 \text{ KN}$
- $V_5 = 2918.3 + 1350$

- $V_5 = 4268.3 \text{ KN}$

Les mêmes charges pour les niveaux 2,3 et 4.

- $V_2 = V_3 = V_4 = V_5 = 4268.3$
- $V_1 = 3010 + 1350 \quad V_1 = 4360 \text{ KN}$

Calcul de α_{cr} pour chaque niveau :

$$\text{➤ } \alpha_{cr6} = \frac{592.08 * 3100}{3924 * (86.12 - 71.34)} = 31.64$$

$$\text{➤ } \alpha_{cr5} = \frac{(592.08 + 508.08) * 3100}{(3924 + 4268.3) * (71.34 - 55.15)} = 25.91$$

$$\text{➤ } \alpha_{cr4} = \frac{(592.08 + 508.08 + 409.56) * 3100}{12460.6 * (55.15 - 38.67)} = 22.79$$

$$\text{➤ } \alpha_{cr3} = \frac{(592.08 + 508.08 + 409.56 + 311.16) * 3100}{16728.9 * (38.67 - 23.1)} = 21.67$$

$$\text{➤ } \alpha_{cr2} = \frac{(592.08 + 508.08 + 409.56 + 311.16 + 213) * 3100}{20997.2 * (23.1 - 9.88)} = 22.71$$

$$\text{➤ } \alpha_{cr1} = \frac{(592.08 + 508.08 + 409.56 + 311.16 + 213 + 117.71) * 3600}{25357.2 * 9.88} = 30.92$$

On prend : $\alpha_{cr} = \min(31.64; 25.91; 22.79; 21.67; 22.71; 30.92)$

$$\alpha_{cr} > 10$$

Donc

Ossature n'est pas sensible aux effets du second ordre

L'analyse au 1^{er} ordre suffisante et légitime

5.3 Imperfection globale d'ossature :

5.3.1 Définition :

Ce type d'imperfection géométrique équivalente est censé couvrir à la fois les imperfections

Chapitre 5 : les effets du second ordre et les imperfections

de réglage, les excentricités faibles et inévitables dans les assemblages et autres imperfection. Pour les ossatures de bâtiment, l'imperfection globale est un défaut initial d'aplomb défini comme suit.

Une autre évolution marquante par rapport à la pratique est prise en compte des effet des imperfection structurales au niveau de l'analyse de la structure ,donc au niveau de la détermination des sollicitations .ces effet sont «ceux des contraintes résiduelles ,ceux des imperfection géométriques tels les défauts de verticalité ,les défauts de rectitude ,les défaut d ajustage et toutes excentricités mineurs présentes dans les assemblages de la structure non chargé>>

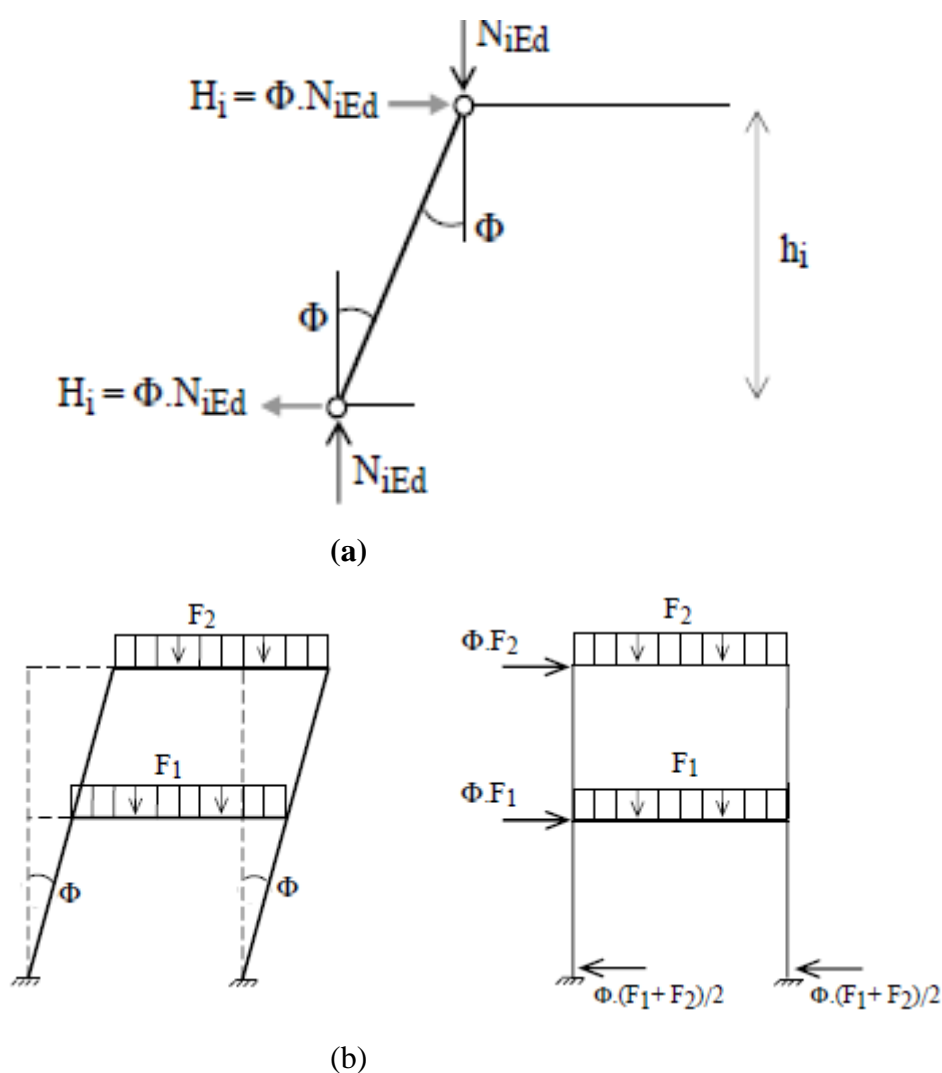


Figure 5.2 schéma explicatif des imperfections (a) ; (b)

Nécessité de prendre en compte l'imperfection pour l'analyse globale :

$$\text{Si } \sum F < 15\% \sum V$$

$\sum F$ La somme des efforts horizontaux.

$\sum V$ La somme des efforts verticaux.

Pour notre structure on a opté à vérifier sous deux cas de combinaison :

G+Q+1.2Ey (la plus défavorable dans les Poteau).

1.35G +1.5 Q (la plus défavorable dans les poutres).

5.3.1 1^{er} Cas : G + Q + 1.2^Ey

$$\sum F = 2153.88 \text{ KN}$$

$$\sum V = 25357.2 \text{ KN}$$

$$15\% 25357.2 = 3803.58 \text{ KN}$$

$$2153.88 \text{ KN} < 3803.58 \text{ KN}$$

Alors on tenant compte des imperfections

$$\phi = \phi_0 * \alpha_h * \alpha_m \quad \text{avec } \phi_0 = \frac{1}{200}$$

Et :

Pour l'influence de la hauteur **h** de l'ossature (en mètres), la réduction éventuelle :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{mais } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

Pour l'influence du nombre m de poteaux chargés, la réduction éventuelle :

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m : le nombre de poteaux significativement chargés : ne compter que les poteaux chargés au moins à 50% de la charge moyenne par poteau.

$$Wt = 1914.59 \text{ tf}$$

$$R \text{ moyen} = \frac{Wt}{\text{nbr poteau}} = \frac{1914.59}{24} = 80 \text{ tf}$$

$$50\% R \text{ moyen} = \frac{80}{2} = 40 \text{ tf}$$

$$\frac{Wt}{A} = \frac{1914.59}{540} = 3.55 \text{ t/m}^2$$

Chapitre 5 : les effets du second ordre et les imperfections

Un poteau de rive reprend 9 m^2 (on a 4 poteaux de rive).

Donc : $3.55 * 9 = 31.95 \text{ tf}$

Les autres poteaux prennent 18 m^2 ou plus.

$3.55 * 18 = 63.5$

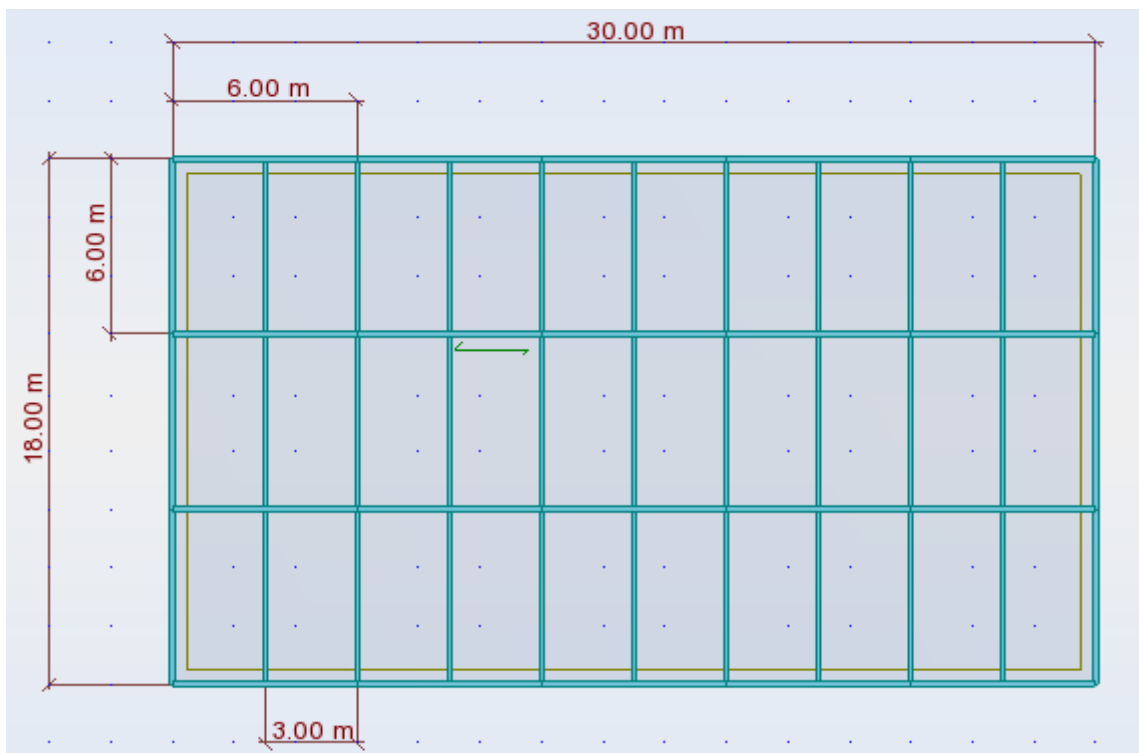


Figure 5.1 différents dimension de la structure dans les deux sens

$m = 20$ poteaux dans l'étage qui vont reprendre 50% de la charge moyenne.

- Calcul de ϕ_0 :

$$\phi_0 = \frac{1}{200} = 0.005$$

- Calcul de $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$

On a la hauteur $h = 19.10 \text{ m}$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{19.10}} = 0.45$$

On va prendre $\alpha_h = \frac{2}{3} = 0.667$

- Calcul de α_m :

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 * (1 + \frac{1}{m})}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 * (1 + \frac{1}{20})} = 0.726$$

Donc

$$\phi_0 = 0.005 * 0.667 * 0.726 = 0.0024 = \frac{1}{416}$$

- Calcul les efforts horizontal dus à l'imperfection avec la formule suivante :

$$H_{eq} = \phi_0 * V_i$$

V_i : la charge verticale selon G+Q de chaque étage.

- $V_1 = 4360 \text{ KN}$
- $V_2 = 4268.3 \text{ KN} = V_3 = V_4 = V_5$
- $V_6 = 3924 \text{ KN}$

$$\color{red}{\oplus} H_{eq1} = 4360 * 0.0024 = 10.46 \text{ KN}$$

$$\color{red}{\oplus} H_{eq2} = 4268.3 * 0.0024 = 10.24 \text{ KN}$$

$$\color{red}{\oplus} H_{eq3} = H_{eq4} = H_{eq5} = 10.24 \text{ KN}$$

$$\color{red}{\oplus} H_{eq6} = 3924 * 0.0024 = 9.41 \text{ KN}$$

NB : on va ajoutant les efforts horizontaux dus aux imperfections aux les efforts sismiques

Donc la combinaison G+Q+1.2Ey devient G+Q+Ex+Heq.

5.3.2 2^{eme} cas : 1.35G +1.5 Q

$$\sum F = 2153.88 \text{ KN}$$

$$\sum V = 35366.2 \text{ KN}$$

$$15\% 35366.2 = 5304.93 \text{ KN}$$

$$2153.88 \text{ KN} < 5304.93 \text{ KN}$$

Alors on tenant compte des imperfections

$$\phi = \phi_0 * \alpha_h * \alpha_m \quad \text{avec } \phi_0 = \frac{1}{200}$$

Et :

Pour l'influence de la hauteur **h** de l'ossature (en mètres), la réduction éventuelle :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{mais } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

Pour l'influence du nombre m de poteaux chargés, la réduction éventuelle :

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m : le nombre de poteaux significativement chargés : ne compter que les poteaux chargés au moins à 50% de la charge moyenne par poteau.

$$W_t = 1914.59 \text{ tf}$$

$$R \text{ moyen} = \frac{W_t}{\text{nbr poteau}} = \frac{1914.59}{24} = 80 \text{ tf}$$

$$50\% R \text{ moyen} = \frac{80}{2} = 40 \text{ tf}$$

$$\frac{W_t}{A} = \frac{1914.59}{540} = 3.55 \text{ t/m}^2$$

Un poteau de rive reprend 9 m² (on a 4 poteaux de rive).

$$\text{Donc : } 3.55 * 9 = 31.95 \text{ tf}$$

Les autres poteaux prennent 18 m² ou plus.

$$3.55 * 18 = 63.5$$

m = 20 poteaux dans l'étage qui vont reprendre 50% de la charge moyenne.

- **Calcul de ϕ_0 :**

$$\phi_0 = \frac{1}{200} = 0.005$$

- **Calcul de $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$**

On a la hauteur **h = 19.10 m**

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{19.10}} = 0.45$$

On va prendre $\alpha_h = \frac{2}{3} = 0.667$

- **Calcul de α_m :**

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 * \left(1 + \frac{1}{20}\right)} = 0.726$$

Donc

$$\emptyset_0 = 0.005 * 0.667 * 0.726 = 0.0024 = \frac{1}{416}$$

- Calcul les efforts horizontal dus à l'imperfection avec la formule suivante :

$$\mathbf{H_{eq} = \emptyset * V_i}$$

V_i : la charge verticale selon G+Q de chaque étage.

- $V_1 = 6088.5 \text{ KN}$
- $V_2 = 5964.7 \text{ KN} = V_2 = V_3 = V_4 = V_5$
- $V_6 = 5418.9 \text{ KN}$

$$\color{red}{\oplus} H'_{eq1} = 6088.5 * 0.0024 = 14.61 \text{ KN}$$

$$\color{red}{\oplus} H'_{eq2} = 5964.7 * 0.0024 = 14.31 \text{ KN}$$

$$\color{red}{\oplus} H'_{eq2} = H'_{eq3} = H'_{eq4} = H'_{eq5} = 14.31 \text{ KN}$$

$$\color{red}{\oplus} H'_{eq6} = 5418.9 * 0.0024 = 13 \text{ KN}$$

NB : on va ajoutant les efforts horizontaux dus aux imperfections aux les efforts sismiques

Donc la combinaison 1.35G+1.5Q devient 1.35G+1.5Q+Heq.

Après avoir tenu compte des imperfections, les combinaisons vont être comme suit :

$$1^{er} : G + Q + (1.2E_x + H_{eq})$$

$$2^{em} = 1.35G + 1.5Q + H'_{eq}$$

On va refaire la modélisation avec les nouvelles combinaisons (prise en compte des effets des imperfections).

5.4 Vérification des éléments :

5.4.1 Vérification de la poutre principale (IPE360).

D'après les résultats obtenus de logiciel ROBOT la poutre la plus sollicitée est : 44

Les efforts agissants sur la poutre :

$$M = 63.19 \text{ kNm}$$

$$V = 40.82 \text{ kN}$$

Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 44 Poutre_44

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 0.50 L =$

3.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.5Q+H_{eq} 1*1.35+2*1.50+15*1.00

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	A _y =48.84 cm ²	A _z =35.14 cm ²	A _x =72.73 cm ²
tw=0.8 cm	I _y =16265.60 cm ⁴	I _z =1043.45 cm ⁴	I _x =36.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	W _{ply} =1019.22 cm ³	W _{plz} =191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 0.00 kN	My _{Ed} = 63.19 kN*m	Mz _{Ed} = 0.00 kN*m	Vy _{Ed} = -0.00 kN
N _{c,Rd} = 1709.14 kN	My _{Ed,max} = 63.19 kN*m		Mz _{Ed,max} = -0.00 kN*m
	Vy _{T,Rd} = 655.94 kN		
N _{b,Rd} = 1709.14 kN	My _{c,Rd} = 239.52 kN*m		Mz _{c,Rd} = 44.91 kN*m
	Vz _{Ed} = 40.82 kN		
	MN _{y,Rd} = 239.52 kN*m		MN _{z,Rd} = 44.91 kN*m
	Vz _{T,Rd} = 473.69 kN		
	Mb _{Rd} = 116.04 kN*m		Tt _{Ed} = 0.10 kN*m
			Classe de la section =



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 142.84 kN*m	Courbe,LT - c	XLT = 0.48
Lcr,upp=6.00 m	Lam_LT = 1.29	fi,LT = 1.35	XLT,mod = 0.48

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy,Rd}/\sqrt{3}) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz,Rd}/\sqrt{3}) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

5.4.2 Vérification des poutres secondaires (IPE300) :

D'après les résultats obtenus de logiciel ROBOT la poutre la plus sollicitée est : 45

Les efforts agissants sur la poutre :

$$M = 54.41 \text{ kNm}$$

$$V = 52.98 \text{ kN}$$

Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

Chapitre 5 : les effets du second ordre et les imperfections

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 45 Poutre_45

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 1.35G+1.5Q+H_{eq} 1*1.35+2*1.50+15*1.00

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

h=30.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=15.0 cm	Ay=36.16 cm ²	Az=25.68 cm ²	Ax=53.81 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=8356.11 cm ⁴	Iz=603.78 cm ⁴	Ix=19.47 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=628.40 cm ³	Wplz=125.22 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.01 kN	My,Ed = -54.41 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
Nc,Rd = 1264.58 kN	My,Ed,max = -52.58 kN*m		Mz,Ed,max = 0.00
kN*m	Vy,T,Rd = 490.57 kN		
Nb,Rd = 1264.58 kN	My,c,Rd = 147.67 kN*m		Mz,c,Rd = 29.43
kN*m	Vz,Ed = -52.98 kN		
	MN,y,Rd = 147.67 kN*m		MN,z,Rd = 29.43
kN*m	Vz,T,Rd = 348.41 kN		
	Mb,Rd = 72.07 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 77.69 kN*m	Courbe,LT - b	XLT = 0.48
Lcr,low=6.00 m	Lam_LT = 1.38	fi,LT = 1.38	XLT,mod = 0.49

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.4.(1))

(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.13 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

5.4.3 Vérification des poteaux (HEB400) :

D'après les résultats obtenus de logiciel ROBOT le poteau le plus sollicité est : 22

$$M_y = 24.01 \text{ KN m}$$

$$M_z = 17.34 \text{ KN m}$$

$$V_y = 6.57 \text{ KN}$$

$$V_z = 20.01 \text{ KN}$$

$$N = 2563.8 \text{ KN}$$

Note de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 22 Poteau_22

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 G+Q+1.2EY+H_{eq} (1+2+14)*1.00+5*1.20

MATERIAU:

S 235 (S 235) f_y = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : HE400B

Chapitre 5 : les effets du second ordre et les imperfections

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=157.55 cm ²	Az=69.98 cm ²	Ax=197.78 cm ²
tw=1.4 cm	Iy=57680.50 cm ⁴	Iz=10819.00 cm ⁴	Ix=382.00 cm ⁴
tf=2.4 cm	Wply=3231.91 cm ³	Wplz=1104.05 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 2563.8kN	My,Ed = -24.01 kN*m	Mz,Ed = 17.34 kN*m	Vy,Ed = 6.57 kN
Nc,Rd = 4647.78 kN	My,Ed,max = 42.33 kN*m		Mz,Ed,max = 15.90 kN*m
	Vy,T,Rd = 2137.57 kN		
Nb,Rd = 4071.57 kN	My,c,Rd = 759.50 kN*m		Mz,c,Rd = 259.45 kN*m
	Vz,Ed = 20.02kN		
	MN,y,Rd = 386.19 kN*m		MN,z,Rd = 218.65 kN*m
	Vz,T,Rd = 949.44 kN		
			Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

 en y:		 en z:	
Ly = 3.60 m	Lam_y = 0.22	Lz = 3.60 m	Lam_z = 0.52
Lcr,y = 3.60 m	Xy = 0.99	Lcr,z = 3.60 m	Xz = 0.88
Lamy = 21.08	kzy = 0.32	Lamz = 48.67	kzz = 0.80

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.56 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{2.80} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(fy/(\sqrt{3}) * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed/(fy/(\sqrt{3}) * gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda},y = 21.08 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00$$

$$\text{Lambda},z = 48.67 < \text{Lambda},\text{max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) +$$

$$k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.63 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) +$$

$$k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.71 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

5.5 Résultats et interprétations :

5.5.1 Poteaux

	Effort sans tenir compte des imperfections et effets du second ordre	Effort en tenant compte des imperfections et effets du second ordre
$M_{y\ ed}$	23.88KN.m	24.01KN.m
$M_{z\ ed}$	16.51KN.m	17.34 KN.m
$V_{y\ ed}$	6.45KN	6.57KN
$V_{z\ ed}$	19.90KN	20.02 KN
N_{ed}	2563.8KN	2563.8KN

Tableau5.1 résumé des résultats

- **Interprétation**

L'augmentation des moments et de l'ordre de 0.5% donc les imperfections ont une influence sur les poteaux mais sont toujours vérifiées

5.5.2 Poutres

On constate que pour les poutres principales et les poutres secondaires les effets des imperfections n'ont pas d'influence et les résultats restent les mêmes.

5.6 Conclusion :

Après avoir tenu compte des imperfections, l'élément est pris à titre individuel (poutre, Poteau,...etc.) est vérifié à la résistance et à la stabilité.

La vérification de la stabilité au séisme et les imperfections est vérifiée.

Conclusion générale :

Le travail que j'ai fait m'a permis de découvrir certaines difficultés inhérentes au calcul numérique des structures. En effet, l'une des difficultés rencontrées est la modélisation en 3D de la structure, particulièrement la modélisation du plancher. La modélisation initiale de ce dernier a conduit à des résultats peu cohérents. Une fois cette modélisation du plancher en diaphragme rigide a été corrigée, après plusieurs semaines de tâtonnement, les résultats obtenus sont devenus plausibles.

Les résultats montrent que pour le portique contreventé par une palée de stabilité en X les effets du second ordre sont négligeables. L'augmentation des moments fléchissant et des efforts normaux dans les poteaux est de l'ordre de 0.5%. Ceci est normal, puisque la présence de la palée de stabilité réduit considérablement les déplacements horizontaux. Par contre, les résultats pour un portique autostable étudié par Mr Belhocin Sofiane[17], ont donné une augmentation des sollicitations dans les poteaux de l'ordre de 20%. Cette augmentation, due à l'effet combiné des imperfections globales et du second ordre, est très importante.

A la lumière de ces résultats, il est indispensable d'attirer l'attention des calculateurs sur ces effets des imperfections et du second ordre qui, parfois, peuvent influencer considérablement sur le dimensionnement des structures. Les nouvelles normes (Eurocodes) ont introduits des méthodes simples efficaces pour tenir compte de ces phénomènes.

Par faute de temps je n'ai pas pu aborder un autre point important, qui est celui de la modélisation la semi-rigidité des assemblages poutres-poteaux dans l'analyse des structures. Les Eurocodes ont consacré une partie importante aux différents aspects des assemblages, notamment, leurs résistances et leurs rigidités. Il n'est plus satisfaisant de considérer les assemblages comme infiniment rigides, ou articulés, alors que des méthodes d'évaluation de cette rigidité existent.

Bibliographie

- [1] RPA99 v2003
- [2] EUROCODE3 2005
- [3] EUROCODE 8(2007)
- [4] Construer parasismiques.....Milan Zacek
ECCS Manual on Design of steel Structures in seismic
- [5] Zones.....F.M. Mazzolani V.Pilluso
- [6] Fundamentals of earthquake engineeringS. Elnashai, Luigi Di Sarno
- [7] Constructions parasismiques “Eurocode 8”.....Philippe Bish
- [8] Overview of last 30 Years Algerian Experience in the Field of
- [9] Seismic Risk Reduction.....M.Belazougui
- [10] Fundamentals of Seismic Loading on Structures.....Tapan
K.Sen
- Aide-mémoire RDM.....Edition Dunod
- [11] Cours et TD des années de spécialité. Mr DAHMANI et HARMIM
- [12] Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- [13] GUIDE EUROCODE : effet du séisme sur les structure métallique.....M
CHENAF (CSTB)
- [14] GUIDE EUROCODE : analyse élastique avec prise en compte des effets
de second ordre et les imperfections M CHENAF (CSTB)
- [15] Analyse des structures en acier (institut HEMES GRAMME).....Ir
.jacques Dehard
- [16] Steel Access NCCI : méthode simple pour les effets du second ordre dans
les structures
- [17] Mémoire de fin d'étude master (étude d'une structure R+5 en CM selon
l'Eurocode 3.