

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction métallique

Thème

**L'étude de l'influence du type et de la position du
contreventement sur le comportement global et local des
structures métalliques élancées**

Présenté par :

M^{elle} : TOUAT Sonia

M^{elle} : LEMDANI Ouardia

Devant le jury composé de :

Mr HAMIZI Mouhand	Professeur à l'UMMTO	Président .
Mme BOUZID Leyla	Maitre de conférences à l'UMMTO	Examinatrice.
Mr BOUDJEMIA Ahmed	Maitre de conférences à l'UMMTO	Examineur.
Mr AKKOUCHE Karim	Maitre de conférences à l'UMMTO	Encadrant.
Mr NEKMOUCHE Aghiles	Maitre de recherche au CGS	Co-encadrant.

Remerciement

Avant tout, nous remercions Dieu.

Nous exprimons notre profonde gratitude à nos parents pour leur soutien.

*Nos remerciements les plus sincères s'adressent à **Monsieur Akkouche**, pour la qualité de son encadrement, sa disponibilité et ses conseils précieux qui ont grandement contribué à la réalisation de ce mémoire.*

*Nous tenons également à exprimer notre profonde reconnaissance à **Monsieur Nekkouche**, pour son encadrement rigoureux et bienveillant, ainsi que pour ses remarques pertinentes et son accompagnement constant, qui ont enrichi notre travail de manière significative.*

*Nous remercions l'ensemble des enseignants et du personnel du **Département de Génie Civil**, et plus particulièrement les enseignants de la spécialité Charpente métallique, pour la qualité de la formation nous avons bénéficié tout au long de notre cursus.*

*Nos remerciements s'adressent également à toute l'équipe du **Centre de Recherche Appliquée en Génie Sismique (CGS)** .*

Nous tenons à remercier nos collègues pour leur soutien, leur aide précieuse et les échanges constructifs qui ont marqué cette expérience.

*Enfin, nous exprimons notre gratitude aux membres du jury : **Monsieur Hamizi, Madame Bouzid et Monsieur Boudjemia**, pour avoir accepté d'évaluer ce travail et pour l'intérêt qu'ils lui ont porté*

Dédicace

Avec tous mes sentiments de respect , avec l'expérience de ma reconnaissance ,
je dédie ma remise de diplôme et ma joie ...

À mes parents, maman et papa,

Merci pour votre amour inconditionnel, votre patience et vos sacrifices silencieux. Vous êtes ma force et ma lumière dans chaque pas que je fais.

À mon frère Massil ,

Ta présence est un repère solide dans ma vie. Merci d'être là, simplement.

À mes petits frères, Zinedine et Mélanie ,

Votre innocence et vos sourires me rappellent chaque jour la beauté de la simplicité et de l'amour pur.

À mes grands-mères,

Merci pour votre tendresse, vos prières, et la chaleur que vous portez dans votre regard. Vous êtes les racines de notre histoire.

À mes tantes ;

Drifa, Razika , Chacune de vous a semé en moi des graines d'affection, de courage et de sagesse.

À ma tata foufa ;

que j'aime comme une mère, et qui a toujours su combler mon cœur d'un amour aussi pur que celui d'une maman.

À mes cousines ;

Anaïs, Laeticia et Lilas, Vous êtes des étoiles complices dans mon ciel partageant rires, souvenirs et tendres secrets.

À mes sœurs de cœur,

Ryma et Lydia , Notre lien dépasse le sang, il est tissé de confiance, de soutien et de moments inoubliables.

À mes amis ;

Melissa , Massiva, Tina, Hakim, Mourad, Mouloud et Aziz, zineb, hmimi, chabane, Merci d'avoir coloré cette belle aventure universitaire par votre énergie, vos fous rires et votre amitié sincère.

À ma binôme sonia ;

Merci pour ta présence constante, ton écoute et ton soutien. Ensemble, on a partagé bien plus que des projets : une vraie complicité.

SABRINA

Dédicace

Je dédie ce mémoire à ceux qui occupent une place essentielle dans mon cœur.

À ma mère et à mon père, piliers de ma vie, pour leur amour inconditionnel, leur soutien constant et leurs innombrables sacrifices.

À mon petit frère, la prunelle de mes yeux, source de tendresse et de joie.

À mon grand frère, mes épaules solides, toujours là pour me porter et me relever.

À mes chères grands-mères, pour leur sagesse et leur prières

À mes cousines : Célia, Kamelia, Melissa et Lydia, des sœurs de cœur, toujours présentes dans les moments simples comme les plus précieux.

À mes meilleures amies, Melissa, Zineb et Hmimi, pour leur écoute, leur bienveillance et leur amitié sincère.

À mes amis et collègues : Tina, Mouloud, Mourad, Hakim, Melissa, Massiva, salim merci pour les instants partagés, les encouragements et la bonne humeur.

Et à ma binôme Sabrina, pour son engagement, sa complicité et sa force tout au long de ce parcours. Ce mémoire est aussi le fruit de notre travail partagé et de notre soutien mutuel.

À vous tous, merci d'avoir été là à chaque étape. Ce mémoire est aussi le vôtre.

Sonia

Sommaire

Chapitre I Présentation de l'ouvrage	
I. Introduction.....	3
II. Présentation du projet	3
□ Données géométriques du bâtiment	3
□ Localisation et caractéristiques du site.....	3
III. Composant de la structure étudiée.....	4
IV. Matériaux utilisés	6
V. Choix du matériau.....	8
Chapitre II Estimation des charges	
Introductio.....	9
Estimation des charges et surcharges	9
II.1.Charges permanentes	9
I.2 .Plancher étage courant	10
I.3. Murs extérieures.....	10
I.4. L'acrotère	11
I.5 / les Escaliers.....	11
Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments principaux	
I. Introduction.....	12
II. Solives.....	12
II.1 Terrasse inaccessible.....	12
II.2 Etage courant	15
V.Pré dimensionnement de la poutre secondaire.....	18
VI.Pré dimensionnement de la poutre principale	18
IV.1. Poutres principales plancher terrasse inaccessible	18
IV.2 Plancher étage courant.....	20
Pré dimensionnement des poteaux.....	22
Chapitre IV pré-dimensionnement des éléments secondaires	
I. Introduction.....	35
II. Etude d'un escalier.....	35
III. II.1. Pré dimensionnement des marches.....	35
IV. II.3. Dimensionnement des composant de l'escalier	36
V. Dimensionnement de la cornière de marche	36
VI. Détermination de la section de la cornière	36
VII. Calcul de la cornière d'attache	38
VIII. Dimensionnement de la poutre limon	39
IX. Dimensionnement de la poutre palière	41
X. Etude de l'acrotère	43
XI. III.1. Les différentes sollicitations.....	43
XII. III.2. Évaluation des charges	43
XIII. III.3. Ferrailage.....	44
Chapitre IIV Etude du plancher mixte	

I.	Introduction.....	49
II.	Généralités sur le plancher mixte.....	49
III.	Dimensionnement.....	50
III.I.	Étude des solives.....	50
A.	Stade de montage.....	50
B.	Stade final.....	51
	Caractéristique du plancher mixtes.....	52
	Calcul de la section équivalente acier-béton.....	53
V.4.	Plancher terrasse.....	56
VIII.	Étude des connecteurs.....	56
1.	Dimensionnement.....	57
2.	Nombre de connecteurs.....	58
IV.	Étude des poutres principales.....	59
A.	Stade de montage.....	59
B.	Stade final.....	60
	caractéristique du plancher mixtes.....	60

CHAPITRE VI Calcul des assemblages

I.	Introduction.....	61
II.	Fonction des assemblages.....	61
a.	Le boulonnage.....	61
b.	Le soudage.....	61
c.	Le rivetage.....	61
III.	Type d'assemblage.....	61
A.	Assemblages articulés.....	61
B.	Assemblages rigides.....	61
IV.	Calcul des assemblages.....	62
V.	Validation numérique de l'assemblage calculé.....	66

chapitre VII Etude sismique

I.	Introduction.....	82
II.	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL.....	82
III.	Système de contreventement.....	88

CHAPITRE VIII Validation avec logiciel ROBOT

I.	Introduction.....	89
II.	Méthode de travail.....	89
III.	Vérification des éléments.....	92

Chapitre I Généralités sur les séismes

	Introduction.....	108
I.1	Généralités sur Les Séismes.....	108
I.2	Historique des séismes en Algérie.....	109
I.3	Les effets du séisme sur le bâti existant.....	111
I.3. 1	Les effets du séisme sur les structures en béton armé.....	112
I.3. 2	Les effets des séismes sur les structures métalliques.....	114

chapitre II Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures

Introduction	116
II.1 Présentation des méthodes d'inspection	116
II.1.1 Méthodes qualitatives	116
II.1.2 Méthodes quantitatives	120
II.2 Présentation de la méthode statique non linéaire "Push-over"	121

chapitre III Modélisation non linéaire, Résultats et Discussions

I.INTRODUCTION	138
III. 1 Présentation des modèles.....	138
III. 2 Paramètres et critères d'acceptation des éléments structuraux [ASCE41-13]	143
III. 3 Lois de comportement des éléments (ASCE 41-13)	145
III.3 Charges et surcharges appliquées.....	148
III. 4 Point de performance.....	148
III.5 Définition de l'action sismique	149
III. 7 Résultats de la modélisation non linéaire et Discussions,.....	150
III.7. 1 Structure avec un contreventement en X (<i>Modèle A</i>).....	150
III.7. 2 Structure avec un contreventement en V (<i>Modèle B</i>).....	155
III.7. 3 : Structure avec nouvelle configuration du contreventement en X(<i>Modèle C</i>).....	160
III.7. 4 : Structure (<i>modèle D</i>) contreventée en V avec quantité d'acier.....	163
III. 8 Etude du comportement du modèle de référence (A) sous la demande sismique du spectre du RPA 2024	167
IV.8.1 Structure avec un contreventement en X (<i>Modèle A</i>).....	168
III. 9 Etude comparative entre les deux modes de contreventements (X et V).....	171
III. 10. Comparaison entre les contreventements X et V avec même quantité d'acier	176
III. 11. Comparaison des deux contreventements en X (modèles A et C).....	180

Liste des figures

Partie A

Chapitre I

Figure I.1 : localisation de Ain Skhoun [google Maps]	2
Figure I.2 : Fiche technique tôle TN40 (scribd).....	4
Figure I.3 Diagramme contrainte-déformation de l'acier	6
Figure I.4 : diagramme contrainte-déformation béton (Eurocode)	7

Chapitre II

Figure II.1 : Plancher terrasse (inaccessible).....	9
Figure II.2 : acrotère.....	9

CHAPITRE III

Figure III.1 : les poteaux les plus sollicités.....	24
---	----

Chapitre IV

Figure IV.1. Vue en plan d'escalier	35
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage acrotère	47

Chapitre V

Figure V.1.Eléments constructifs du plancher mixte.....	49
---	----

Selon le code de calcul Eurocode 4, pour mener à bien l'étude d'un plancher mixte, les vérifications suivantes sont indispensables:

.....	49
-------	----

Figure V.2. La largeur participante de la dalle en béton.....	53
---	----

Figure V.3. les connecteurs.....	55
----------------------------------	----

Figure V.5. Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle.....	59
--	----

Chapitre VI

figure VI.1. détail de l'assemblage poteau-poutre de la structure étudiée	62
Figure VI.2. Disposition des boulons	63
Figure VI.3 :Efforts de traction sollicitant les boulons	64

Chapitre VII

Figure VII.1: Présentation de la structure avec contreventement	88
---	----

Chapitre VIII

Figure VIII.1 : Vue en 3D.....	90
Figure VIII.2 : Combinaisons d'actions introduites.....	91

partie B

chapitre I

Figure I.1 Épicentre et foyer d'un séisme [A.Seghir]	109
Figure I. 2. Séisme de 1980 d'El Asnam [CSI(2005)]	111
Figure I. 3. Séisme de mai 2003 à Boumerdes [CSI (2005)]	111
Figure I. 4. La liquéfaction du sol entraine le renversement des bâtiments [Plumier & Degee 2011].....	112
Figure I. 5. Effet du tassement de terrain sur la stabilité des constructions (Vincens & Labbe 2002).....	113
Figure I. 6. Glissement de terrain [Carreno 2010]	113
Figure I. 7. Illustration du phénomène de résonance [Guéguen 2009].	114

Chapitre II

FigureII. 1 : Courbe de capacité statique d'une structure [Louzai, 2016].....	121
Figure II. 2: Distributions verticales des forces sismiques horizontales [Louzai, 2016]. ...	123

Figure II. 3 : Comportement d'un bâtiment soumis à une sollicitation horizontale statique [A.Kahil]	123
Figure II. 4 : Représentation simplifiée de la courbe de capacité	124
Figure II. 5 : Niveaux d'endommagement représenté par une courbe de capacité	125
[Bouزيد, 2022].....	125
Figure II. 6 : Spectre de réponse élastique Saeg	127
Figure II. 7 : Spectres de réponse élastique de type 1 et de type 2 pour les sols de classes S ₁ à S ₄ (à 5 % d'amortissement) pour un ouvrage d'importance moyenne (I=1)	130
Figure II. 8 : Schématisation du principe d'obtention du point de performance.....	131
[Bouزيد, 2022].....	131
Figure II. 9 : Modélisation d'une poutre par l'approche de plasticité concentré	133
Figure II. 10 : Mise en évidence de l'instabilité résultant des rotules plastique au niveau des éléments porteur. [Mohamed.M 2015]	133
Figure II.11: Formation des zones plastifiées (Mohamed Maziani. 2015).....	134
Figure II.12 : Cas d'instabilité structurelle, définie par [Monavari et al.]	134
Figure II.13 : Diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification de poutres par cisaillement [FEMA-273 (1997)].....	135
Figure II.14: diagramme moment - rotation associée à la plastification des poutres par flexion	136
[l'ATC40 – FEMA 356]	136
 Chapitre III	
Figure III.1 Vue en plan de la structure métallique modélisée.....	138
Figure III. 1. Lois de comportements des poutres secondaire (IPE 180)	145
Figure III. 2. Lois de comportements des poutres principale (IPE 270)	146

Figure III.3 : Lois de comportement pris en compte dans la modélisation des poteaux (HEB 240)	147
Figure III.4 :Lois de comportement pris en compte dans la modélisation des contreventements .	148
Figure III.5.1 : Comparaison entre l’ancien spectre de réponse du RPA99 version 2003 avec celui du nouveau RPA2024	149
Figure III.7.1.1 : Courbes de capacité du modèle A avec position des points de performance	151
Figure III.7.2.1 : Courbes de capacité et localisation des points de performance du modèle B	155
Figure III.7.3.1 : Courbe de capacité et localisation du point de performance (modèle C)	159
Figure III.7.4.1: Courbes de capacité et localisation des points de performance (modèle D)	162
Figure III.8.1: Comparatif de la performance du modèle A sous la demande des deux spectre de réponse RPA99/2003 et RPA2024	168
Figure III.9.1 : Courbes de capacité et points de performance des modèles A et B sous spectre RPA 99/2003	172
Figure III.10.1 : Comparatif entre les courbes de capacités et les points de performances des modèles ayant la même quantité d’acier (modèles A et D)	177
Figure III.11.1. Comparatif entre courbes de capacités (push y) et points de performance des deux modèles A et C (contreventées en X avec deux positions différentes)	180

Liste des tableaux

Partie A

Chapitre I

Tableau I.1 :Propriété de l'acier	5
---	---

Chapitre II

TableauII.1 : charge permanentes du plancher terrasse inaccessible	8
--	---

Tableau II.2 : charge permanentes du plancher étage courant.....	9
--	---

Tableau II.3 : charge permanente pour mur extérieure.....	9
---	---

Tableau II.4 : charges permanente des volées.	10
--	----

TableauII.5 : charge permanentes du palier.....	10
---	----

Tableau II.6 : surcharges d'exploitation	10
--	----

Chapitre III

Tableau III.1: valeurs limite des flèches (DTRC 2.44)	12
---	----

Tableau III.2 : Caractéristique du profilé	13
--	----

Tableau III.4 :Caractéristique du profilé	16
---	----

Tableau III.1. caractéristique du profilé	20
---	----

Tableau III.6. caractéristique du profilé	26
---	----

Tableau III.7. caractéristique du profilé :	30
---	----

Tableau III.8. caractéristique du profilé	31
---	----

Tableau III.7. Caractéristique du profilé	33
---	----

Tableau III.8 : Récapitulatif des éléments trouver à partir du pré dimensionnement	35
--	----

Chapitre VI

Tableau IV.1 Caractéristique de la cornière.....	37
--	----

Tableau IV.2 :Caractéristique de profilée:	41
--	----

Tableau IV.3 :Caractéristique du profilée:.....	43
---	----

Chapitre V

TableauV.1 : Dimensionnement du bac d'acier	49
---	----

Tableau V.2.Évaluation des charges au stade de montage.....	50
---	----

Tableau V.3.Évaluation des charges au stade de montage.....	51
---	----

Tableau V.4. La réaction des poutres principale sur les solives au stade de montage	57
---	----

Tableau V.4 : la réaction des poutres principale sur les solives au stade final	58
---	----

Chapiter VI

tableau V.1 : caractéristique de l'acier..... 65

Tableau V.2 : Epaisseur du cordon de soudure fonction de l'épaisseur minimale de la pièce .. 65

Chapitre VII

Tableau VII.1 Coefficient d'accélération de zone A (RPA99/03) 83

Tableau VII.2 Valeurs de T1 et T2 (RPA99/03) 83

Tableau VII.3 : valeurs de ξ % (RPA99/03) 83

tableau VII.4 : valeurs des pénalités Pq 84

Tableau VII.5 Poids des composants structuraux 85

Tableau VII.6 : Poids des planchers avec poteaux 85

Tableau VII.7 : Valeurs des efforts tranchants 87

Tableau VII.8. : Caractéristique du profilé 89

chapitre VIII

Figure VIII.1 : Vue en 3D 90

Charges ponctuelles, réparties, thermiques, charges de vent ou sismiques..... 90

Figure VIII.2 : Combinaisons d'actions introduites. 91

Partie B :

Chapitre I

Tableau I.1 : Récapitulatif des séismes survenus en Algérie depuis 655 ans [CRAAG] 110

Chapitre II

Tableau II.1 : Valeurs de T₁ ET T₂..... 126

Tableau II.1 Définition des zones de sismicité et coefficients d'accélération de zone au rocher pour une période de retour de 475 ans. 128

Tableau II.3 : Valeurs des coefficients d'importance 128

Tableau II.4 : Classification des sites selon RPA 2024 128

Tableau II. 5: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type1 (Zones IV, V et VI) 129

Tableau II. 6: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2(Zones I, II et III).....	129
Chapitre III	
Tableau III. 1 : Vues en élévation de la disposition des contreventements en X (en IPE200)139	
<i>Modèle A (de référence)</i>	139
Tableau III. 2 Disposition des contreventements en V (IPE200)	140
<i>Modèle B</i>	140
Tableau III. 3 Disposition des contreventements en X (IPE200)	141
<i>Modèle C</i>	141
Tableau III. 4 Contreventements en V avec quantité d'acier équivalente à celle du modèle A	142
<i>Modèle D</i>	142
Tableau III. 2.1 : Paramètres de modélisation et critères d'acceptation.....	143
des éléments en acier des structures modélisées pour les poutres et poteaux.....	143
Tableau III.5.1 : Récapitulatif des valeurs des coefficients du spectre de réponse inélastique du Règlement Parasismique Algérien.....	150
Tableau III.7.1.1: Etat de plastification des éléments structuraux du modèle A,	153
(Au point de performance)	153
Table III.7.1.2: Etat de plastifications des éléments structuraux du modèle A à la rupture. ..	155
Table III.7.2.1: Etat de plastification des éléments structuraux du modèle B,.....	157
(Au point de performance)	157
Tableau III.7.2.1.2 Etat de plastifications des éléments structuraux du modèle B à la rupture.	158
Tableau III.7.3.1 : Etat d'endommagement par plastification du modèle C, au point de performance.....	160
Tableau III.7.3.2: Etat d'endommagement par plastification du modèle C, à la rupture	161
Tableau III.7.4.1 : Etat de plastification du modèle D au point de performance.	164
Tableau III.7.4.2 : Plastification du modèle D à la rupture.	166
Tableau III.8.1 : Vues en élévation sur l'apparition des rotules plastique.....	169
au point de performance du modèle A.....	169
Tableau III.9.2.1Etat de plastification des modèles A et B aux points de performance	173
Tableau III.9.2.2 : Comparatif entre l'état de plastification à la rupture du modèle A et du modèle B	174
Tableau III.10.1. Comparatif entre l'état de plastification aux points de performance.....	178

des modèles A et D.....	178
Tableau III.10.2 Comparatif entre l'état de plastification à la rupture	179
des modèles A et D.....	179

Résumé

Ce mémoire de fin d'étude porte sur l'étude de l'influence du type et de la position des contreventements sur le comportement global et local des structures métalliques élancées, avec une application à un bâtiment de type R+13 (14 niveaux). L'objectif principal est de comprendre comment les contreventements affectent la stabilité et les performances sismiques de ces structures, en se basant sur des analyses numériques.

Dans une première phase, un prédimensionnement de la structure est réalisé pour déterminer les éléments porteurs principaux. Ensuite, des généralités sur les séismes sont abordées, notamment : les principes de propagation des ondes, les effets sur les structures et l'importance de la conception parasismique. La structure initialement dimensionnée, calculée et vérifiée sous ROBOT est ensuite modélisée sous ETABS afin d'évaluer sa performance sismique. Pour ce faire la méthode d'analyse sismique, statiques non linéaire est utilisée (Push-over). Les résultats sont discutés d'un point de vue global; courbes de capacité et points de performance, puis localement; apparition de rotules plastiques dans les éléments structuraux (poteaux, poutres et barres de contreventement en X et V).

Enfin, plusieurs comparaisons sont effectuées, selon le type de contreventements en X et V, selon les deux spectres de réponses RPA99/2003 et 2024, selon la position des contreventements en X dans la structure et selon la quantité d'acier. Tous les résultats obtenus aident à apporter des conclusions sur le système de contreventement le plus adéquats pour une meilleure performance sismique de la structure considérée.

Mots clé

Structure métallique – système de contreventement en X – système de contreventement en V - Push-over – spectre de réponse RPA99/2003 et 2024 - performance sismique – Rotules plastiques.

Abstract

This final year thesis focuses on studying the influence of the type and position of bracings on the global and local behavior of slender steel structures, with an application to a 14-story building (R+13). The main objective is to understand how bracings affect the stability and seismic performance of such structures, based on numerical analyses.

In the first phase, a preliminary design of the structure is carried out to determine the main load-bearing elements. Then, general concepts related to earthquakes are addressed, including wave propagation principles, effects on structures, and the importance of seismic design. The initially designed structure, calculated and verified using ROBOT, is subsequently modeled in ETABS to evaluate its seismic performance. For this purpose, a nonlinear static seismic analysis method (Push-over) is used. The results are discussed from both a global perspective—capacity curves and performance points—and a local one—formation of plastic hinges in structural elements (columns, beams, and X and V bracing members).

Finally, several comparisons are made based on: the type of bracing (X or V), the two response spectra RPA99/2003 and 2024, the position of X-bracing within the structure, and the amount of steel used. All obtained results contribute to drawing conclusions about the most suitable bracing system for better seismic performance of the considered structure.

Keywords

Steel structure – X-bracing system – V-bracing system – Push-over – Response spectra RPA99/2003 and 2024 – Seismic performance – Plastic hinges.

Introduction générale

Le besoin croissant de performances sismique des structures, combiné à des considérations économiques et techniques, conduit de plus en plus à la substitution de systèmes traditionnels en béton armé par des structures métalliques. Ces dernières offrent, grâce à leur légèreté et leur souplesse un atout en termes de résistance et flexibilité. Facile d'exécution, les structures en acier devrait être plus courante surtout dans un pays comme le notre où la sismicité y est de plus en plus présente.

En effet, l'Algérie pays se trouvant à la limite de deux plaques tectoniques (Eurasienne et africaine) est continuellement soumise à des mouvements sismiques de faible à moyennes intensité. Le dernier séisme en date du 21 mai 2003 est toujours gravé dans nos mémoires, avec son lot de catastrophes humaines et matérielles. Cependant, l'évaluation post-sismique du parc immobilier n'a fait constat d'aucun dommage sur les constructions métallique, dans un rayon de 130km autour de l'épicentre (Zemmouri, Boumerdes). En effet, pour se protéger des dégâts causés par les séismes, il est essentiel de prendre en compte les principes de conception parasismique. Cela implique de concevoir des structures capables de résister aux forces sismiques, en utilisant des systèmes de dissipation d'énergie, tels que les raidisseurs et des contreventements métalliques.

Depuis ce dernier séisme majeur, le Règlement parasismique en vigueur (RPA99) a été modifié dans l'urgence avec sa version 2003. Depuis mars 2021, l'activité sismique de la wilaya de Bejaïa est caractérisée par des secousses fréquentes, de faible à moyenne intensité. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail de fin d'étude. En effet, il est question de prendre une structure initialement en béton armé et de la revoir entièrement en une construction métallique.

Ainsi, ce mémoire allie deux parties bien distinctes, calcul et recherche ;

Dans la première partie A « calcul et dimensionnement d'une structure métallique à usage d'habitation de 14 niveaux, implantée dans la localité de Ain Skhoun ,dans la wilaya de Béjaïa » ; Cette structure initialement en béton armé est complètement redimensionner en système métallique. Ce travail est effectué via le logiciel ROBOT ©2025 Toutes les vérifications, déversement, flambement... sont effectuées dans cette première partie.

Dans la seconde partie B « Etude du comportement non linéaire de ce modèle (de référence) sous spectre de réponse du RPA » ; le calcul non linéaire est entrepris. Dans cette partie, lois de comportement, méthode statique non linéaire (push over), courbes de capacité, performances sismique... sont discutées. Cette étape est effectuée via le logiciel ETABS©2022.

Afin d'essayer de comprendre le comportement sismique des structures métallique, le système de contreventement en X (modèle A, référence) est modifié une première fois vers un contreventement en V, donnant lieu au modèle noté B.

Ensuite, le contreventement en X est repensé avec une autre configuration structurale (modèle C). En analysant les effets de la position et du type de contreventements sur la structure, nous cherchons à déterminer les configurations optimales pour améliorer la performance sismique et la durabilité de la structure métallique élancée. Enfin, la quantité d'acier est calculée dans le premier modèle en X puis redistribuée en contreventement en V (modèle D). Dans cette partie la projection du point de performance des modèles est discutée sur leurs courbes de capacité respective (sous spectre de réponse du RPA99 modifiée 2003).

Dans la troisième partie, plusieurs comparaisons entre les différents modèles sont discutées. Ces dernières sont traitées selon les courbes de capacité, points de performance et états de plastification des modèles aux points de performance et à la rupture. Sans oublier la comparaison du comportement du modèle de référence selon les deux spectres de réponse RPA99/2003 et RPA2024.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I. Introduction

Ce chapitre est consacré à la présentation de la structure étudiée dans ce projet de fin d'étude.

- I. **Présentation du projet** : Notre projet de fin d'étude consiste à faire l'étude d'un bâtiment en R+13 en construction métallique à usage d'habitation (structure existante). La structure étudiée est implantée à BEJAIA. Selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99/2003, cette zone est classée à moyenne sismicité est notée « zone IIa », et pour le vent selon le règlement « RNV » il est dans la zone « I ». L'ossature est formée d'une structure métallique (poteaux - poutres) et de plancher mixtes. La stabilité de la structure est assurée par des palées triangulés en x.

➤ **Données géométriques du bâtiment :**

Selon les plans architecturaux, les caractéristiques géométriques de la structure sont représentées par :

- Largeur totale : 14.07m.
- Longueur totale :20.50 m.
- Hauteur totale sans acrotère :43.54 m
- Hauteur d'étage : 3.06 m
 - Hauteur RDC :3.77m
- Hauteur de l'acrotère : 0.6 m

➤ **Localisation et caractéristiques du site :**

La structure étudiée est implantée à Ain Skhoun Commune de Bejaia, selon le rapport géotechnique ce site est classé comme étant un site meuble.

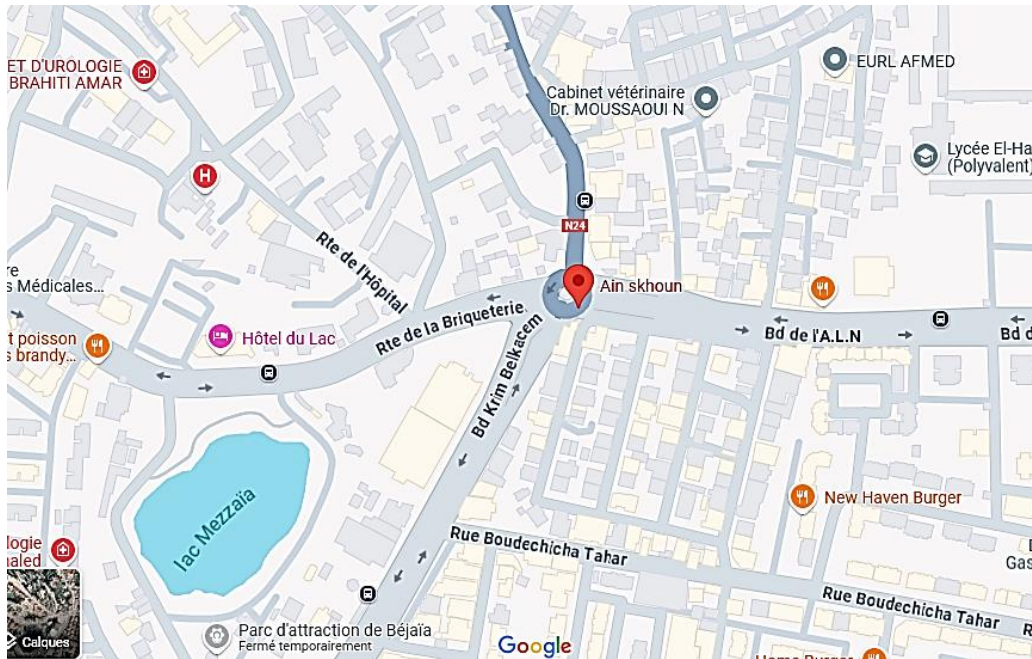


Figure I.1 : localisation de Ain Skhoun [google Maps]

D'une autre part, en se référant aux recommandations données par le Règlement Parasismique Algérien (RPA2003) et tenant compte de son exploitation, la structure est classée dans le groupe d'usage dit de catégorie A.

➤ **Composant de la structure étudiée**

❖ **Poteaux et poutres** : sont des profilés laminés métallique, avec comme section HE pour les poteaux et IP pour les poutres.

❖ **Cage d'escalier** :

Notre structure comporte une cage d'escalier avec pour rôle de relier les niveaux supérieurs et facilite .

le déplacement entre niveaux est assuré par deux moyen :

- *Escalier* est composé de trois volés identiques dont le principal matériau est l'acier.
- *Accesneur* réalisé sur les 14 niveaux avec des voiles en béton armée .dans cette étude, cette partie est dissociée du reste de la structure .

❖ **Maçonnerie** : Les murs intérieurs sont en brique creuse de 10 cm d'épaisseur, quant aux murs extérieurs, ils sont en double cloisons de 10 cm pour chaque cloison.

❖ Les assemblages :

Dans le cas de cette étude , la liaison entre les éléments structuraux est assurée par boulonnage et/ou par soudage .

- Boulons à hautes résistances : Accessoire de fixation ou d'assemblage composé d'une vis à tige filetée cylindrique munie d'une tête de serrage, il est considéré comme le plus utilisé en construction métallique pour sa facilité de mise en œuvre, les différents réglages que l'on peut octroyer et leurs résistances optimales.

-Soudure : La soudure dans les assemblages est une technique d'assemblage permanent de deux pièces (souvent métalliques) en les fusionnant partiellement ou totalement, avec ou sans ajout de métal d'apport.

➤ Plancher :

La structure comporte un seul type de plancher dit mixte .les principaux composants de ce plancher sont :

- Une dalle en béton armée
- Armatures
- Tôle nervure dite TN40 (voir figure I.1)
- Des solives
- Des goujons connecteur...etc

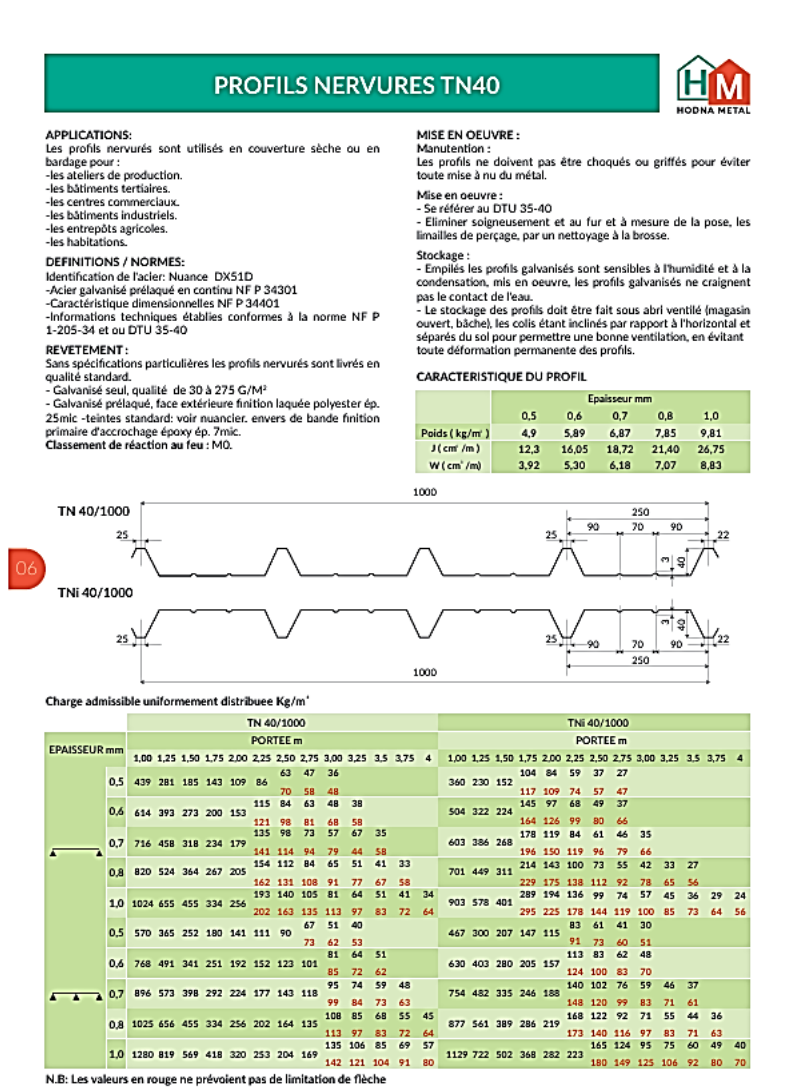


Fig I.2 : Fiche technique tôle TN40 (scribd)

II. Matériaux utilisés

➤ Acier

L'acier est un matériau largement utilisé dans le monde entier, surtout grâce à sa robustesse, sa fiabilité et sa durabilité au fil du temps. Il est principalement composé de fer et d'un faible pourcentage de carbone qui accorde tous les deux dans des mines de fer et de charbon. Toutefois, il peut également comporter des éléments qui lui sont associés de manière involontaire, que l'on pourrait qualifier d'impuretés telles que le phosphore et le soufre (qui modifient les propriétés), ou de manière délibérée comme le cuivre, le nickel, etc., qui à leur tour améliorent les propriétés mécaniques.

❖ Les propriétés de l'acier

La résistance des nuances d'acier courants sont données par les manuelles de l'Eurocode 3 et CCM97.

Tableau I.1 : Propriété de l'acier

Type d'acier	Nuance de l'acier	épaisseur t (mm)			
		t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 100 mm *	
		f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
S 235	Fe 360	235	360	215	340
S 275	Fe 430	275	430	255	410
S 355	Fe 510	355	510	335	490

❖ Déformation de l'acier

L'acier travaille dans deux domaines (phases d'exploitation) qui sont le domaine plastique et le domaine élastique .

- Domaine élastique : est la phase dans laquelle un matériau se déforme de façon linéaire et réversible. Comme chaque phase, celle-ci est limitée par une contrainte maximale à ne pas dépasser dite limite d'élasticité notée f_y .
- Domaine plastique : est une phase dans laquelle un matériau se déforme de façon non linéaire (non réversible).

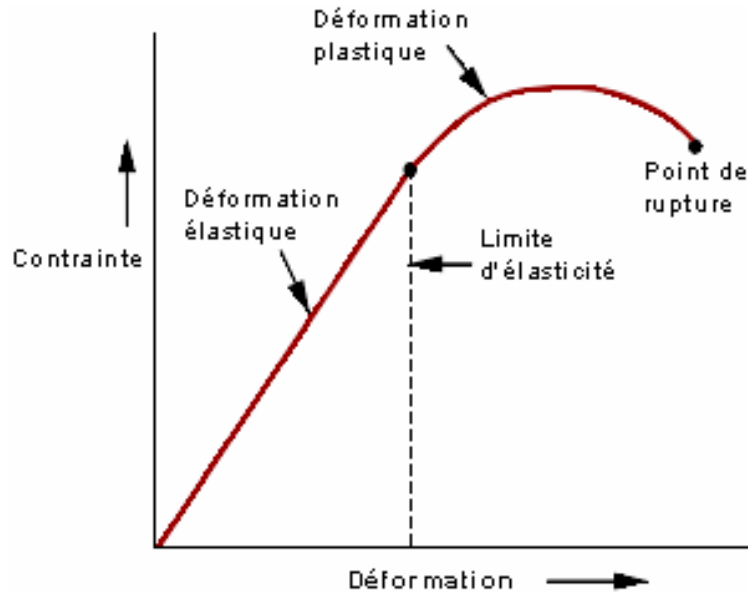


Figure I.2 Diagramme contrainte-déformation de l'acier

III. Choix du matériau

Lors de cette étude, l'acier considéré est de type S235.

Propriétés mécaniques

- Résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- Limite d'élasticité : $f_y = 235$ MPa
- Le module de Young : $E_a = 210000$ MPa
- Masse volumique : 7850 kg/m³
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6}$ °C

➤ Béton

Le béton, grâce à sa simplicité de fabrication, sa maniabilité et ses nombreux domaines d'application, est l'un des matériaux les plus couramment employés dans le bâtiment, si ce n'est le plus courant.

En ce qui concerne notre projet, il sera employé dans les planchers et les fondations. Du point de vue mécanique, il présente les caractéristiques suivantes :

- Résistance à la compression après 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPA
- Résistance à la traction au bout de 28 jours : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$ MPA
- La densité : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
 - module de Young : $E_b = 32600 \text{ MPA}$
 - module de cisaillement : $G_b = 81000 \text{ MPA}$

La formule du BAEL suivante fournit la limite admissible à la compression jusqu'à l'état ultime :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\gamma_b}$$

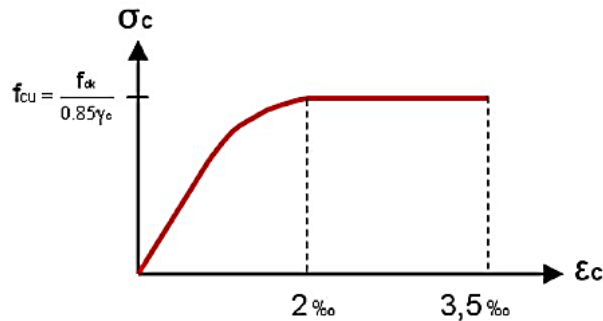


Figure I.3 : diagramme contrainte-déformation béton (Eurocode)

- ❖ **Les états limites** : selon BAEL91, la théorie des états limites considère deux états limites principales.

a-État limite ultime: est un état de la structure au-delà duquel elle n'est plus en mesure de remplir sa fonction prévue sans risque d'effondrement ou de rupture. Il s'agit d'un concept central dans le calcul des structures selon les Eurocodes.

- I. b- État limite de service: représente l'état au-delà duquel une structure ne peut plus être utilisée pour son usage prévu sous les charges courantes. Il vise à garantir la fonctionnalité, le confort et la durabilité de la structure, en vérifiant notamment les déformations, les vibrations et la déformation irréversible.

- IV. **Règlement techniques** : Afin de mener à bien cette étude, les règlements suivants sont employer :

- BAEL : béton armé aux états limites.
- DTR BC 2.2 : charge et surcharges d'exploitation.
- Eurocode : normes de construction européennes.
- RPA 99 : règlement parasismique algérien (version 2003).
- RPA 24: règlement parasismique algérien (version 2024).

Remarque : le règlement parasismique algérien (version 2024) est utilisé dans la deuxième partie de ce projet de fin d'étude .

CHAPITRE II

Evaluation des charges et surcharges

I- Introduction

Ce chapitre a pour but de définir les différentes charges qui agissent sur la structure étudiée, en les résumant aux charges permanentes notée G et d'exploitations notée Q. L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer pour chaque élément la charges qui lui est attribuée à chaque niveau de plancher, et ce jusqu'à la fondation.

II- Estimation des charges et surcharges

Les normes qui fixent les valeurs des charges sont inscrits dans le règlement technique **DTRB.C2.2** (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

II.1.Charges permanentes**a .plancher terrasse inaccessible****TableauI1.1 : charge permanentes du plancher terrasse inaccessible.**

Type	Charges permanentes
Protection gravier roulée(5cm)	$0.05 \times 1700 = 85 \text{ daN/m}^2$
Etanchéité multicouche (5cm)	$0.05 \times 600 = 30 \text{ daN/m}^2$
Forme de pente en béton (10cm)	$0.1 \times 2200 = 220 \text{ daN/m}^2$
Isolation thermique (4cm)	$0.04 \times 400 = 16 \text{ daN/m}^2$
Poids de la dalle ep (12cm)	$0.12 \times 2500 = 300 \text{ daN/m}^2$
TN(40)	4.9 daN/m^2
Faux plafond	10 daN/m^2
Total	665.9 daN/m^2

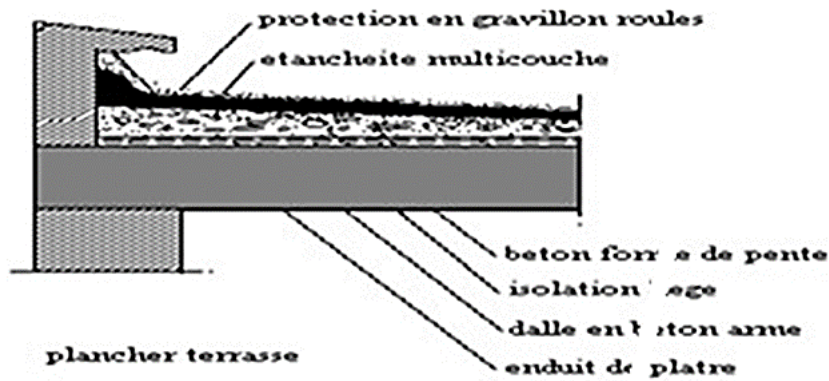


Figure II.1 : Plancher terrasse (inaccessible)

I.2 .Plancher étage courant

Tableau II.2 : charge permanentes du plancher étage courant

Revêtement en carrelage(2cm)	$0.2 \times 2 \times 100 = 40 \text{ dan/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0.2 \times 2 \times 100 = 40 \text{ dan/m}^2$
Isolation thermique (4cm)	$0.4 \times 400 = 16 \text{ dan/m}^2$
Poids de la dalle ep(12cm)	$0.12 \times 2500 = 300 \text{ dan/m}^2$
TN 40	4.9 dan/m^2
Faux plafond	10 dan/m^2
Total	410.9 dan/m^2

I.3. Murs extérieures

Tableau II.3 : charge permanente pour mur extérieure

Mortier du ciment (2cm)	$36 \times 30.6 = 110.06 \text{ dan/ml}$
Brique creuse (10cm)	$90 \times 3.06 = 275.4 \text{ dan/ml}$
Brique creuse (15cm)	$130 \times 3.06 = 397.8 \text{ dan/ml}$
Enduit plâtre(2cm)	$20 \times 3.06 = 61.2 \text{ dan/ml}$
Total	844.56 dan/ml

I.4. L'acrotère

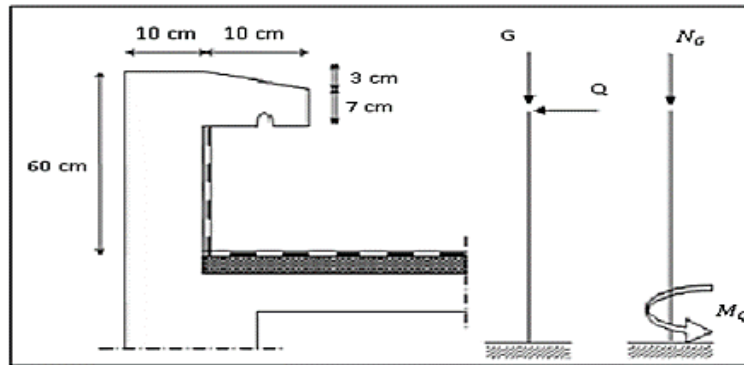


Figure II.2 : acrotère

- La surface de l'acrotère :

$$S = (0.6 \times 0.1) + \left(\frac{0.15 \times 0.03}{2}\right) + (0.07 \times 0.15)$$

$$S = 0.072 \text{m}^2$$

- Charge permanente de l'acrotère :

$$G = \gamma_b \times s = 2500 \times 0.072$$

$$G = 181.87 \text{ dan/m}$$

I.5 / les Escaliers

- Volée :

Tableau II.4 : charges permanente des volées.

Tôle striée 3/5 mm(voir fig ...)	27.6daN/m ²
Mortier de pose (2cm)	40daN/m ²
Revêtement (2cm)	40daN/m ²
Total	107.6daN/m ²

- **Palier de repos :**

Tableau II.5 : charge permanentes du palier

Tôle TN 40	4.9daN/m ²
Dalle en béton ep (12cm)	300daN/m ²
Mortier de pose (2cm)	40daN/m ²
Revêtement (2cm)	40daN/m ²
Total	384.9daN/m ²

II / Surcharges d'exploitation**Tableau II.6 : surcharges d'exploitation**

Plancher terrasse inaccessible	100daN/m ²
Plancher étage courant	150daN/m ²
Escalier	250daN/m ²
Balcon	350daN/m ²
Acrotère	100daN/m ²

Chapitre III
Pré dimensionnement des éléments
principaux

I. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de procéder au pré-dimensionnement des composants structuraux. Le dimensionnement préliminaire de ces éléments est réalisé avec les formules de code de calcul Euro code 3.

II. Solives

Les solives sont des poutrelles en IPE (profilées laminées) qui fonctionnent principalement en flexion simple.

I. Terrasse inaccessible

a. Phase de construction

- Entre axe : $E = \frac{293}{3} = 0.97m$
- Charge permanente du plancher $G = G_{\text{tôle}} + G_{\text{béton frais}}$
 $G = 4.9 + 264 = 268.9 \text{ daN/m}^2$
- Longueur de la solive = 4.4 m
 $Q = G + Q$ (on prend charges non pondéré à l'ELS)
 A.N
 $Q = 2.69 + 1 = 3.69 \text{ kN/m}^2$
 $Q = 3.69 \times 0.97 = 0.035 \text{ kN/m}$

- Condition de la flèche

Tableau III.1: valeurs limite des flèches (DTRC 2.44)

Conditions	δ_{vmax}	δ_2
Toitures en général *	L/ 200	L/ 250
Toitures supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	U250	L/ 300
Planchers en général	L/250	L/ 300
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250	L/ 350
planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)**	L/ 400	L/ 500
cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/ 250	

• **Choix du profilé :**

$$F_{\max} = \frac{5Ql^4}{384EI_y} \leq F_{adm} = \frac{L}{250} \quad \longrightarrow \quad I_y \geq \frac{5Ql^3 \cdot 250}{384E}$$

A.N

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.0357 \times 440^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 471.39 \text{ cm}^4$$

On prend IPE180 avec $I_Y = 1317 \text{ cm}^4$

Du tableau des profilés, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de construction, la section transversale de cet élément est de classe 1 C.à.d., dans le cas de la phase finale, les vérifications se feront dans le domaine plastique, par contre, des vérifications dans le domaine élastique se feront pour la phase de construction.

Tableau III.2 : Caractéristique du profilé

G(kg/m)	$I_Y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	AVZ(cm^2)	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
18.8	1317	146	166	11.3	7.42	2.05	101
$W_{elz}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$	r(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	$t_t(\text{mm})$	A(cm^2)
22.2	34.6	9.0	180	91	5.3	8	23.9

Combinaisons de charges avec poids propre du profilé :

ELS : $Q_{ELS} = q + G_{\text{profilé}}$

$$Q_{ELS} = 3.57 + 0.188$$

$$Q_{ELS} = 3.758 \text{ kN/m}$$

ELU : $Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$

$$G = G_{\text{pro}} + G_{\text{béton}} + G_{\text{tole}} = 0.188 + (2.68 \times 0.97)$$

$$G = 2.78 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 1 \times 0.97 = 0.97 \text{ kn/ml}$$

$$Q_{ELU} = 1.35 \times 2.78 + 1.5 \times 0.97$$

$$Q_{ELU} = 5.21 \text{ kn/ml}$$

• **Vérification à la flèche**

La formule de vérification

$$F_{\max} \leq F_{adm} \quad \longrightarrow \quad \frac{5ql^4}{384EI_y} < \frac{l}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 0.0375 \times 440^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 1317} = 0.66 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{440}{250} = 1.76 \text{ cm}$$

$$F_{max} = 0.66 \text{ cm} < F_{adm} = 1.76 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification au cisaillement**

La formule de vérification $v_{sd} \leq v_{elrd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5.21 \times 4.4}{2} = 11.48 \text{ KN}$$

$$V_{elrd} = \frac{AVz \times Fy}{\gamma m \times \sqrt{3}} = \frac{11.3 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.37 \text{ KN}$$

$$v_{sd} = 11.48 \text{ KN} < v_{elrd} = 139.37 \text{ KN} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

- **Vérification à la résistance**

La formule de vérification $M_{sd} \leq M_{elrd}$

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{5.21 \times 4.4^2}{8} = 12.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{elrd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma m} = \frac{14.6 \times 235}{1.1} = 31.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 12.6 \text{ kN.m} < M_{elrd} = 31.19 \text{ kN.m} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

b. Phase d'exploitation

$$\text{ELS : } Q_{ELS} = (q + G_{tot})e + G_{prof} = (1 + 6.659)0.97 + 0.188 = 7.61 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELU : } Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$G = G_{pro} + G_{tot} = 0.188 + (6.659)0.97 = 6.64 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml} = 1 \times 0.97 = 0.97 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ELU} = 1.35(6.64) + 1.5(0.97) = 10.42 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification à la flèche**

$$F_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times 0.0761 \times 440^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 1317} = 1.34 < 1.76 \dots \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

La formule de vérification $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{Ql}{2} = \frac{10.42 \times 4.4}{2} = 22.92 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{AVz \times f_y}{\gamma m \cdot \sqrt{3}} = \frac{11.3 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.37 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 22.92 \text{ kN} < V_{plrd} = 139.37 \text{ kN} \dots \text{ condition vérifiée}$$

- **Vérification à la résistance**

La formule de vérification $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{10.42 \times 4.4^2}{8} = 25.21 \text{ kN}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 23.5}{1.1} = 35.54 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 25.21 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 35.54 \text{ kN.m}$... condition vérifiée.

II.2 Etage courant

A. phase de construction

- Entre axe : $E = 293/3 = 0.97 \text{ m}$
- Charge permanente du plancher $G = G_{\text{tôle}} + G_{\text{béton frais}}$
- $G = 4.9 + 264 = 268.9 \text{ daN/m}^2$
- Longueur de la solive = 4.4 m
- $Q_{ELS} = G + Q = 2.689 + 1 = 3.689 \text{ kN/m}^2$
- $Q_{ELS} = 0.97 \times 3.689 = 0.0357 \text{ kN/m}$

- **Choix du profilé**

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq f_{\max} = \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 \times 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.035 \times 440^3 \times 250}{384 \times 21000} = 462.15 \text{ cm}^4$$

On prend IPE180 avec $I_Y = 1317 \text{ cm}^4$

Du tableau des profilés, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de construction, la section transversale de cet élément est de classe 1 C.à.d., dans le cas de la phase finale, les vérifications se feront dans le domaine plastique, par contre, des vérifications dans le domaine élastique se feront pour la phase de construction.

Tableau III.3 :Caractéristique du profilé

G(kg/m)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	AVZ(cm ²)	i _y (cm)	i _z (cm)	I _z (cm ⁴)
18.8	1317	146	166	11.3	7.42	2.05	101
W _{elz} (m ³)	W _{plz} (mm ³)	r(mm)	H(mm)	B(mm)	T _w (mm)	t _f (mm)	A(cm ²)
22.2	34.6	9.0	180	91	5.3	8	23.9

- **Vérification de la flèche :**

$$Q_{Els} = q + G_{\text{profilé}} = 3.68 + 0.188 = 3.78 \text{ kN/ml}$$

$$F_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{348EI_y} \leq \frac{l}{250}$$

A.N

$$\frac{5 \times 0.0378 \times 440^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 1505} = 0.58 \text{ cm} < \frac{4.4}{250} = 1.76 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement**

La formule de vérification $V_{sd} \leq V_{elrd}$

$$G = G_{\text{profilé}} + G_{\text{béton}} + G_{\text{tole}}$$

$$G = 0.188 + (2.689 \times 0.97)$$

$$G = 2.79 \text{ kN/ml}$$

$$q = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{elu} = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_{elu} = 1.35(2.82) + 1.5(1)$$

$$Q_{elu} = 5.30 \text{ kN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{5.30 \times 4.4}{2} = 11.67 \text{ kN}$$

$$V_{elrd} = \frac{Av_z \times f_y}{\gamma m_0 \times \sqrt{3}} = \frac{12.7 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 156.64 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 11.67 \text{ kN} < V_{elrd} = 156.64 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification à la résistance**

La formule de vérification $M_{sd} \leq M_{elrd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{5.30 \times 4.4^2}{8} = 12.82 \text{ kN.m}$$

$$M_{elrd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma m_0} = \frac{12.7 \times 235}{1.1} = 35.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 12.82 \text{ kN.m} < M_{elrd} = 35.25 \text{ kN.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

B. phase d'exploitation :

$$G = 410.9 \text{ daN/m}^2 = 4.109 \text{ kN/m}^2$$

- **Vérification à la flèche**

Pour cette partie, la vérification de l'élément est menée par la formule suivante :

$$F_{\max} = \frac{5Ql^4}{384EIY} \leq F_{adm} = \frac{l}{250}$$

Dans ce cas, la charge Q est donnée par la combinaison suivante :

$$Q = (q+G) e + G_{ipe}$$

$$Q = (1.5 + 4.109)0.97 + 0.188$$

$$Q = 5.62 \text{ kN/ml}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 5.62 \times 10^{-2} \times 440^4}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 1.30 \text{ cm} < 1.76 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement**

La vérification est donnée par la formule suivante :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

L'effort V_{sd} est donné par : $V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times l}{2}$

La charge Q est donnée par la combinaison d'action suivante :

$$Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

Avec : $G = G_{ipe} + G_t$

$$G = 0.188 + (4.109 \times 0.97)$$

$$G = 4.17 \text{ kN/ml}$$

Et $Q = 1.5 \times 0.97 = 1.45 \text{ kN/ml}$

Donc : $Q_{ELU} = 1.35(4.17) + 1.5(1.45) = 7.80 \text{ kN/ml}$

A.N :

$$V_{sd} = \frac{7.80 \times 4.4}{2} = 17.16 \text{ kN}$$

L'effort résistant est donné par : $V_{plrd} = \frac{Avz.fy}{\gamma m_0 \times \sqrt{3}}$

A.N

$$\frac{11.3 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.37 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 17.16 \text{ kN} < V_{plrd} = 139.37 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée}$

- **Vérification à la résistance**

La formule de vérification est $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{7.80 \times 4.4^2}{8} = 18.87 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 40.37 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 18.87 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 40.37 \text{ kN.m}$... condition vérifiée.

III. Pré dimensionnement de la poutre secondaire

Dans notre dispositif, les poutres secondaires jouent un rôle identique à celui des solives, mais avec une distance entre elles plus petite. Par conséquent, dans le cas de la poutre secondaire, nous choisissons des profilés présentant des caractéristiques similaires à celles des solives.

IV. Pré dimensionnement de la poutre principale

Les poutres principales constituent des composants essentiels de toute structure. Leur fonction est de porter le poids des solives, du plancher et les surcharges d'exploitation, puis de transmettre cette charge aux piliers.

IV.1. Poutres principales plancher terrasse inaccessible

Charges permanente G

$$G_{\text{plancher terrasse}} = g \times e$$

A.N

$$G = 6.659 \times \frac{3.55 + 4.4}{2} = 26.64 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{solives}} = 0.188 \text{ kN/m} = \frac{0.188}{0.97} \times 3.97 = 0.76 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 27.40 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation Q

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \times e = 1 \times 3.97 = 3.97 \text{ kN/ml}$$

Combinaisons de charges

$$\text{ELU: } q_{\text{ELU}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_{\text{ELU}} = 1.35(27.40) + 1.5(3.97)$$

$$q_{\text{ELU}} = 42.94 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{\text{ELS}} = G + Q$$

$$q_{\text{ELS}} = 27.40 + 3.97$$

$$q_{ELS}=31.37\text{kN/ml}$$

Choix du profilé :

$$f_{\max}=\frac{5ql^4}{384EIY} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 \cdot 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.03119 \times 469^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 5003.58 \text{cm}^4$$

On choisie IPE270 avec $I_y=5790\text{cm}^4$

Du tableau des profilés, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection , la section transversale de cet élément est de classe 2. Donc, les vérifications se feront dans le domaine plastique .

Tableau III.4. caractéristique du profilé

G(kg/m)	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	AVZ(cm^2)	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
36.1	5790	429	484	22.1	11.2	3.02	420
$W_{elz}(\text{mm}^3)$	$W_{plz}(\text{mm}^3)$	r(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	$t_t(\text{mm})$	A(cm^2)
62.2	97	15	270	135	6.6	10.2	45.9

• **Vérification à la flèche**

$$Q_{Els}=31.40+0.361=31.76$$

$$F_{\max}=\frac{5Ql^4}{384EIy} \leq \frac{l}{250}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 0.03176 \times 469^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 5790} = 1.64 \text{cm}$$

$$F_{adm} = \frac{469}{250} = 1.8 \text{cm}$$

Ona : $f_{\max}=1.64\text{cm} < f_{adm}=1.8\text{cm}$ condition vérifiée .

• **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$G = G_{profilé} + G_{total}$$

$$G = 0.361 + 27.40$$

$$G = 27.76 \text{kN/ml}$$

$$q = 3.97 \text{kN/m}^2$$

$$Q_{elu} = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_{Elu} = 1.35(27.76) + 1.5(3.97)$$

$$Q_{Elu} = 43.43 \text{ kN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{Ql}{2} = \frac{43.43 \times 4.69}{2} = 101.84 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{Avz \times fy}{\gamma m_0 \times \sqrt{3}} = \frac{22.1 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 272.58 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 101.84 \text{ kN} < V_{plrd} = 272.58 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification à la résistance**

On doit vérifier $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{43.43 \times 4.69^2}{8} = 119.41 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times fy}{\gamma m_0} = \frac{42.9 \times 235}{1.1} = \text{kN.m}$$

$$M_{sd} = 119.41 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 120.4 \text{ kN.m} \dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.2 Plancher étage courant

Charges permanente G

$$G_{\text{étage courant}} = 4.109 \text{ kN/m}^2 = 4.109 \times \frac{3.55 + 4.4}{2}$$

$$G = 16.31 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{solives}} = 0.213 \text{ kN/m} = \frac{0.213}{0.97} \times 3.97 = 0.87 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 17.18 \text{ kN/ml}$$

Charges d'exploitation Q:

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 = 1.5 \times 3.97 = 5.95 \text{ kN/ml}$$

Combinaisons de charges

$$\text{ELU: } Q_{ELU} = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35(17.18) + 1.5(5.95)$$

$$Q_{ELU} = 32.11 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } Q_{ELS} = G + Q$$

$$Q_{ELS} = 17.18 + 5.95$$

$$Q_{ELS} = 23.13 \text{ kN/ml}$$

choix du profile :

$$f_{\text{max}} = \frac{5Ql^4}{384EIY} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5Ql^3 \cdot 250}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0.2313 \times 469^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 3698.73 \text{ cm}^4$$

On choisie IPE270 avec $I_y = 5790 \text{ cm}^4$

- **Vérification à la flèche :**

$$Q_{\text{els}} = 23.13 + 0.361 = 23.49$$

$$F_{\text{max}} = \frac{5ql^4}{384EI_y} < \frac{l}{250}$$

$$F_{\text{max}} = \frac{5 \times 0.2349 \times 469^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 5790} = 1.21 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{469}{250} = 1.87 \text{ cm}$$

On a : $f_{\text{max}} = 1.21 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1.8 \text{ cm}$ condition vérifiée .

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plrd}}$$

$$G = G_{\text{profilé}} + G_{\text{total}}$$

$$G = 0.361 + 17.18$$

$$G = 17.54 \text{ kN/ml}$$

$$q = 5.95 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{Elu}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_{\text{Elu}} = 1.35(17.54) + 1.5(5.95)$$

$$Q_{\text{Elu}} = 32.60 \text{ kN/ml}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2}$$

AN:

$$\frac{32.60 \times 4.69}{2} = 76.44 \text{ kN}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{Av_z \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

AN :

$$\frac{22.1 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 272.58 \text{ kN}$$

$V_{\text{sd}} = 76.44 \text{ kN} < V_{\text{plrd}} = 272.58 \text{ kN}$condition vérifiée

- **Vérification à la résistance**

La formule de vérification est $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}}$

$$M_{\text{sd}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{32.6 \times 4.69^2}{8} = 89.63 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

AN :

$$\frac{48.4 \times 235}{1.1} = 103.4 \text{ kN.m}$$

Msd=89.63kN.m < Mplrd=103.4kN.m..... condition vérifiée.

V. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux ont pour principales tâches de transmettre les charges des planchers aux fondations. Ces composants fonctionnent sous compression et sont généralement profilés en laminé de type HEA ou HEB .

Pré dimensionnement

Pour mener à bien ces calculs, en s'appuyant sur les données communiquées dans la figure ci-après, nous avons procédé à l'identification du poteau le plus sollicité.

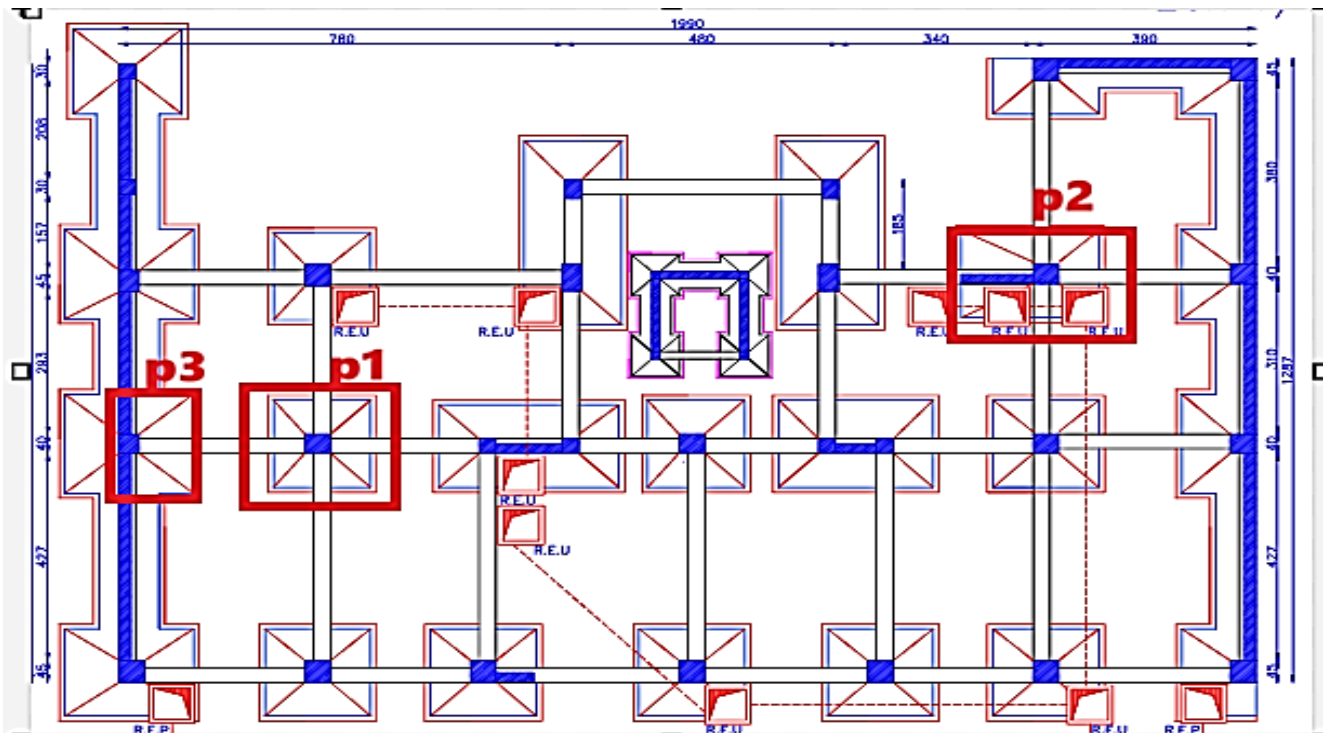


Figure III.1 : les poteaux les plus sollicité

Identification du poteau le plus sollicité

Poteau 01

$$S1=(145+162.5)(167.76+234.75)=12.37\text{m}^2$$

$$G_{solives}=[0.188(162.5+145)] \times 4 + [0.188(162.5+145)] \times 4 = 4.6\text{kN}$$

$$G_{pp}=(0.36 \times 4.01)+(0.423 \times 4.01)=3.1 \text{ kN}$$

$$G_{ps}=0.188(162.5+145)+0.188(162.5+145)=1.14 \text{ kN}$$

$$G_{\text{etage courant}}=4.1 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{terrasse}}=6.65 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{etage courant}}=1.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{terrasse}}=1 \text{ kN/m}^2$$

$$NP1=[S1(1.5(1.5+1)+1.35(4.1+6.65))+1.35(1.14+3.1+4.6)]$$

$$NP1=237.84 \text{ KN}$$

Poteau 02

$$S2=[(1.72+1.45)+(1.75+1.31)]-(1.45 \times 1.31)=7.82 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{mur}}=0.9 \times 2 \times (1.31+1.45) \times 3.06=15.21 \text{ kN}$$

$$G_{pp}=(0.36+0.423) \times 3.06=2.39 \text{ kN}$$

$$G_{ps}=(0.188+0.188) \times 3.17=1.15 \text{ kN}$$

$$G_{\text{solives}}=2 \times (0.188+0.188) \times 3.17+2 \times (0.188+0.188) \times 1.72=3.62 \text{ kN}$$

$$G_{\text{acrot}}=1.8(1.45+1.31)=4.9 \text{ kN}$$

$$NP2=[S2(1.35(4.1+6.65)+1.5(1+1.5))+1.35(3.62+2.39+4.9+15.21+1.15)]$$

$$NP2=179.62 \text{ KN}$$

Poteau 03

$$S3=1.62 \times (1.67+2.34)=6.5 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{mur}}=0.9 \times 2 \times 3.06 \times (1.67+2.34)=22.05 \text{ kN}$$

$$G_{\text{solives}}=(0.188+0.188) \times 4 \times 1.62=2.43 \text{ kN}$$

$$G_{ps}=(0.188+0.188) \times 1.62=0.60 \text{ kN}$$

$$G_{pp}=(0.36+0.423) \times 4.01=3.13 \text{ kN}$$

$$NP3=[S3(1.35(4.1+6.65)+1.5(1+1.5))+1.35(6.5+2.43+0.60+3.13)]$$

$$NP3=135.79 \text{ KN}$$

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau 01 avec $N_{sd_{\max}}=237.84 \text{ kN}$

Pour identifier la section appropriée, on se réfère à la règle empirique en matière de profilé laminé, qui est la suivante :

$$\lambda y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \quad i_y \geq \frac{l_f}{25}$$

A.N

$$i_y = \frac{306 \times 0.5}{25} = 6.12 \text{ cm.}$$

On opte pour un profilé de section HEA220 .

Du tableau des profilés, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection, la section transversale de cet élément est de classe 1. Les vérifications se feront dans le domaine plastique.

avec un rayon de giration $i_y = 9.17 \text{ cm}$.

Tableau III.5. caractéristique du profilé

G(kg/m)	$I_Y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	AVZ(cm^2)	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
50.5	5410	515.2	568.5	20.67	9.17	5.51	1955
$W_{elz}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$	r(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	A(cm^2)
177.7	270.6	18	210	220	7	11	64.3

Poteau 13ème et 14ème niveaux :

$$N_{sd} = 237.84 + (0.505 \times 3.06) \times 2 = 240.93 \text{ kN}$$

calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

- $\lambda_y = l_f \times i_y$ avec :

$$i_y = 9.17 \text{ cm et } l_{fy} = 306 \times 0.5 = 153 \text{ cm}$$

- $\lambda_z = l_f \times i_z$ avec :

$$i_z = 5.51 \text{ cm et } l_{fz} = 306 \times 0.5 = 153 \text{ cm}$$

Donc :

- $\lambda_y = 16.68 \text{ cm}$
- $\lambda_z = 27.76 \text{ cm}$

Calcul des élancements $\lambda_{\bar{y}}$ et $\lambda_{\bar{z}}$:

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- $\lambda_{\bar{y}} = \frac{\lambda_y}{93.3 \epsilon} = \frac{16.68}{93.3} = 0.18$

- $\lambda_{\bar{z}} = \frac{\lambda_z}{93.3 \epsilon} = \frac{27.76}{93.3} = 0.30$

On a $\lambda_{\max} = \lambda_{\bar{z}} = 0.30 > 0.2$ donc y a un risque de flambement.

Vérification du risque de flambement

$$h/b = 210/220 = 0.954 \leq 1.2 \dots \dots \dots (1).$$

$$t_f = 11 < 100 \dots \dots \dots (2).$$

A partir de (1) et (2)

Courbe b pour l'axe y-y donne 1.0000

Courbe c pour l'axe z-z donne 0.9491

$$X_{\min} = \chi_z = 0.9491$$

$$N_{brd} = \chi_{\min} \times \beta A \times \frac{A \times f_Y}{\gamma M_1}$$

$$N_{brd} = 0.9491 \times 1 \times \frac{64.3 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 1303.36 \text{ kN}$$

$$N_{brd} = 1303.36 \text{ kN} > N_{sd} = 240.93 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Poteaux 10^{ème} et 11^{ème} et 12^{ème} niveaux :

$$G = G_{\text{terrasse}} + 4G_{\text{etage courant}} = 6.65 + 4(4.1) = 4.25 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = Q_{\text{terrasse}} + 4Q_{\text{etage courant}} = 1 + 4(1.5) = 7 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{pp} = 1.41 + 4(1.69) = 8.17 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{ps} = 0.57 + 4(0.57) = 2.8 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{solives}} = 2.3 + 4(2.30) = 11.5 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{sd_2} = [S_1(1.35(24.25) + 1.5(7))] + 1.35(8.17 + 11.5 + 2.87)$$

$$N_{sd_2} = 565.24 \text{ kN}$$

On opte pour le même profilée du 13^{ème} et 14^{ème} niveaux :

HEA220 avec $i_y = 9.17 \text{ cm}$.

$$\bullet \quad N_{sd_2} = 565.24 + [(0.505 \times 3.06) \times 5]$$

$$N_{sd_2} = 572.97 \text{ kN}$$

Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\bullet \quad \lambda_y = l_f i_y \text{ avec } i_y = 9.17 \text{ cm et } l_{fy} = 306 \times 0.5 = 153 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \lambda_z = l_f i_z \text{ avec } i_z = 5.51 \text{ cm et } l_{fz} = 306 \times 0.5 = 153 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \lambda_y = 16.68 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \lambda_z = 27.76 \text{ cm}$$

Calcul des élancements $\lambda_{\bar{y}}$ et $\lambda_{\bar{z}}$:

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\bullet \quad \lambda_{\bar{y}} = \frac{\lambda_y}{93.3 \epsilon} = \frac{16.68}{93.3} = 0.18$$

- $\lambda_{z}^{-} = \frac{\lambda z}{93.3 \varepsilon} = \frac{27.76}{93.3} = 0.30$

On a $\lambda_{max}^{-} = \lambda_{z}^{-} = 0.30 > 0.2$ donc Ya un risque de flambement.

vérification du risque de flambement :

$h/b = 210/220 = 0.954 \leq 1.2$(1).

$t_f = 11 \leq 100$ (2).

A partir de (1) et (2)

Courbe b pour l'axe y-y qui nous donne..... 1.0000

Courbe c pour l'axe z-z qui nous donne0.9491

$X_{min} = \chi_z = 0.9491$

$N_{brd} = \chi_{min} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

$N_{brd} = 0.9491 \times 1 \times \frac{64.3 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 1303.36 kN$

$N_{brd} = 1303.36 kN > N_{sd} = 572.97 kN$condition vérifiée.

Poteaux 7ème et 8ème et 9ème niveaux :

$G = G_{terrasse} + 7G_{etage\ courant} = 6.65 + 7(4.1) = 35.35 kN/m^2$

$Q = Q_{terrasse} + 7Q_{etage\ courant} = 1 + 7(1.5) = 11.5 kN/m^2$

$G_{pp} = 1.41 + 7 \times (1.69) = 13.24 kN/m^2$

$G_{ps} = 0.57 + 7 \times (0.57) = 4.56 kN/m^2$

$G_{solives} = 2.3 + 7 \times (2.3) = 18.4 kN/m^2$

$N_{sd3} = [S1(1.35(35.35) + 1.5(11.5))] + 1.35(13.24 + 4.56 + 18.4)$

$N_{sd3} = 852.57 kN$

On opte pour HEA240 avec $i_y = 10.05 cm$,

Du tableau des profilés, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection, la section transversale de cet élément est de classe 1, donc, les vérification se feront dans le domaine plastique.

Tableau III.6. caractéristique du profilé :

G(kg/m)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	AVZ(cm ²)	i _y (cm)	i _z (cm)	I _z (cm ⁴)
60.3	7763	675.1	744.6	25.18	10.05	6	2769
W _{elz} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	r(mm)	H(mm)	B(mm)	T _w (mm)	t _f (mm)	A(cm ²)
230.7	351.7	21	230	240	7.5	12	76.8

- $N_{sd3} = 852.57 + (0.603 \times 3.06 \times 3) + (0.505 \times 3.06 \times 5)$
 $N_{sd3} = 865.84 \text{ kn}$

calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

- $\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$ avec $i_y = 10.05 \text{ cm}$ et $l_{fy} = 306 \times 0.5 = 153 \text{ cm}$
- $\lambda_z = \frac{l_f}{i_z}$ avec $i_z = 6 \text{ cm}$ et $l_{fz} = 306 \times 0.5 = 153 \text{ cm}$
- $\lambda_y = 15.22 \text{ cm}$
- $\lambda_z = 25.5 \text{ cm}$

Calcul des élancements $\lambda_{\bar{y}}$ et $\lambda_{\bar{z}}$:

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- $\lambda_{\bar{y}} = \frac{\lambda_y}{93.3 \epsilon} = \frac{15.22}{93.3} = 0.16$
- $\lambda_{\bar{z}} = \frac{\lambda_z}{93.3 \epsilon} = \frac{25.5}{93.3} = 0.27$

On a $\lambda_{\bar{max}} = \lambda_{\bar{z}} = 0.27 > 0.2$ donc Ya un risque de flambement.

Vérification du risque de flambement :

$$h/b = 230/240 = 0.954 \leq 1.2 \dots \dots \dots (1).$$

$$t_f = 12 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \dots \dots \dots (2).$$

A partir de (1) et (2)

Courbe b pour l'axe y-y qui nous donne1.0000

Courbe c pour l'axe z-z qui nous donne0.9750

$$X_{\min} = \chi_z = 0.9750$$

$$N_{brd} = \chi_{\min} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{brd} = 0.9750 \times 1 \times \frac{76.8 \times 235 \times 10^2}{1.1} = 1599.71 \text{ kn}$$

$N_{brd} = 1599.71 \text{ kn} > N_{sd} = 855.84 \text{ kn} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Poteaux 4ème et 5ème et 6ème niveaux :

$$G = G_{\text{terrasse}} + 10 G_{\text{etage courant}} = 6.65 + 10(4.1) = 47.65 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = Q_{\text{terrasse}} + 10 Q_{\text{etage courant}} = 1 + 10(1.5) = 16 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{pp} = 1.41 + 10 \times (1.69) = 18.31 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{ps} = 0.57 + 10 \times (0.57) = 6.27 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{solives}} = 2.3 + 10 \times (2.3) = 25.3 \text{ kN/m}^2$$

$$Nsd_4 = [S1(1.35(47.65) + 1.5(16))] + 1.35(18.31 + 6.27 + 25.3)$$

$$Nsd_4 = 1159.92 \text{ kN}$$

On opte pour le même profilée HEA240 avec $i_y = 10.05 \text{ cm}$.

Du tableau des profilés, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection, la section transversale de cet élément est de classe 1.

Les vérification se feront dans le domaine plastique.

Tableau III.7. caractéristique du profilé

G(kg/m)	$I_Y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	AVZ(cm^2)	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
60.3	7763	675.1	744.6	25.18	10.05	6	2769
$W_{elz}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$	r(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	A(cm^2)
230.7	351.7	21	230	240	7.5	12	76.8

- $Nsd_4 = 1159.92 + (0.603 \times 3.06 \times 6) + (0.505 \times 3.06 \times 5)$

$$Nsd_4 = 1178.71 \text{ kN}$$

Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

- $\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$ avec $i_y = 10.05 \text{ cm}$ et $l_f = 306 \times 0.5 = 153 \text{ cm}$

- $\lambda_z = \frac{l_f}{i_z}$ avec $i_z = 6 \text{ cm}$ et $l_f = 306 \times 0.5 = 153 \text{ cm}$

- $\lambda_y = 15.22 \text{ cm}$

- $\lambda_z = 25.5 \text{ cm}$

Calcul des élancements $\lambda_{\bar{y}}$ et $\lambda_{\bar{z}}$:

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- $\lambda_{\bar{y}} = \frac{\lambda_y}{93.3 \epsilon} = \frac{15.22}{93.3} = 0.16$

- $\lambda_{\bar{z}} = \frac{\lambda_z}{93.3 \epsilon} = \frac{25.5}{93.3} = 0.27$

On a $\lambda_{\bar{max}} = \lambda_{\bar{z}} = 0.27 > 0.2$ donc Ya un risque de flambement.

vérification du risque de flambement :

$$h/b = 230/240 = 0.954 \leq 1.2 \dots \dots \dots (1).$$

$$t_f = 12 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \dots \dots \dots (2).$$

A partir de (1) et (2)

Courbe b pour l'axe y-y qui nous donne 1.0000

Courbe c pour l'axe z-z qui nous donne 0.9750

$$X_{min} = \chi_z = 0.9750$$

$$N_{brd} = \chi_{min} \times \beta A \times \frac{A \times f_Y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{brd} = 0.9750 \times 1 \times \frac{76.8 \times 235 \times 10^2}{1.1} = 1599.71 \text{ kN}$$

$N_{brd} = 1599.71 \text{ kN} > N_{sd} = 1178.71 \text{ kN}$condition vérifiée.

Poteaux du Rdc et 3ème et 2ème niveaux :

$$G = G_{terrasse} + 13G_{etage \text{ courant}} = 6.65 + 13(4.1) = 59.95 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = Q_{terrasse} + 13Q_{etage \text{ courant}} = 1 + 13(1.5) = 20.5 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{pp} = 1.41 + 13 \times (1.69) = 23.38 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{ps} = 0.57 + 13 \times (0.57) = 7.98 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{solives} = 2.3 + 13 \times (2.3) = 32.21 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{sd5} = [S1(1.35(59.95) + 1.5(20.5))] + 1.35(23.38 + 32.2 + 7.98)$$

$$N_{sd5} = 1467.31 \text{ kN}$$

On opte pour HEA260 avec $i_y = 10.97 \text{ cm}$.

Du tableau des profilés, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection, la section transversale de cet élément est de classe 3, donc, les vérification se feront dans le domaine élastique .

Tableau III.8. Caractéristique du profilé

G(kg/m)	$I_Y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	AVZ(cm^2)	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
68.2	10450	836.4	919.8	28.76	10.97	6.5	3668
$W_{elz}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$	r(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	A(cm^2)
282.1	430.2	24	250	260	7.5	12.5	86.8

- $N_{sd5} = 1467.31 + (0.603 \times 3.06 \times 6) + (0.505 \times 3.06 \times 5) + (0.682 \times 3.06 \times 2) + (0.682 \times 3.77)$
 $N_{sd5} = 1492.86 \text{ kN}$

Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

- $\lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$ avec $i_y = 10.97 \text{ cm}$ et $l_{fy} = 377 \times 0.5 = 188 \text{ cm}$
- $\lambda_z = \frac{l_f}{i_z}$ avec $i_z = 6.5 \text{ cm}$ et $l_{fz} = 377 \times 0.5 = 188 \text{ cm}$
 - $\lambda_y = 17.18 \text{ cm}$
 - $\lambda_z = 29 \text{ cm}$

calcul des élancements $\lambda_{\bar{y}}$ et $\lambda_{\bar{z}}$:

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- $\lambda_{\bar{y}} = \frac{\lambda_y}{93.3 \epsilon} = \frac{17.18}{93.3} = 0.18$
- $\lambda_{\bar{z}} = \frac{\lambda_z}{93.3 \epsilon} = \frac{29}{93.3} = 0.30$

On a $\lambda_{\max} = \lambda_{\bar{z}} = 0.30 > 0.2$ donc Ya un risque de flambement.

vérification du risque de flambement :

$$h/b = 250/260 = 0.954 \leq 1.2 \dots\dots\dots(1).$$

$$t_f = 12.5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \dots\dots\dots(2).$$

A partir de (1) et (2)

Courbe b pour l'axe y-y qui nous donne 1.0000

Courbe c pour l'axe z-z qui nous donne 0.9491

$$\chi_{\min} = \chi_z = 0.9491$$

$$N_{brd} = \chi_{\min} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{brd} = 0.9491 \times 1 \times \frac{86.8 \times 235 \times 10^2}{1.1} = 1821.35 \text{ kN}$$

$N_{brd}=1759.97\text{kn} > N_{sd}=1492.86\text{kn}$condition vérifiée.

Tableau III.9 : Récapitulatif des éléments trouver à partir du pré dimensionnement

Eléments	Emplacement	Profilé
Solive	Terrasse	IPE180
	Habitation	IPE180
Poutre secondaire	Terrasse	IPE180
	Habitation	IPE180
Poutre principal	Terrasse	IPE270
	Habitation	IPE270
Poteaux	RDC ,R ₊₁ ,R ₊₂	HEA260
	R ₊₃ ;R ₊₄ ,R ₊₅	HEA240
	R ₊₆ ,R ₊₇ ,R ₊₈	HEA240
	R ₊₉ ,R ₊₁₀ ,R ₊₁₁	HEA220
	R ₊₁₂ ,R ₊₁₃	HEA220

Chapitre IV

Etude des éléments secondaires

I. Introduction

Ce chapitre a pour but de présenter le calcul des composants secondaires (les escaliers, l'acrotère et les connecteurs) de la structure étudiée. Le calcul de ces éléments s'effectue sous l'influence des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Pour mener à bien cette étude, les calculs sont accomplis essentiellement suivant les recommandations données dans le code européen l'Eurocode 3 « Règlement de conception et de calcul des structures en acier ».

II. Etude d'un escalier

Un escalier est une série régulière de marches ou de niveaux destinés à l'ascension ou à la descente (voir Figure IV.1). Cela permet donc de progresser d'un niveau à un autre. C'est un lien essentiel entre divers niveaux, composée de :

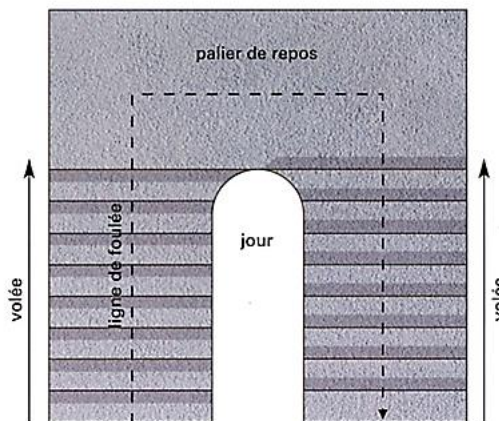


Figure IV.1. Vue en plan d'escalier

- ✓ **Le palier** : désigne une surface plane et spatiale indiquant un niveau après une série d'escaliers.
- ✓ **Le giron** : écart horizontal évalué entre les nez de deux marches adjacentes.
- ✓ **Le limon** : il s'agit d'un élément incliné qui soutient les marches. La solution la plus simple est d'employer une pièce en U dont l'âme sera verticale.
- ✓ **La volée** : Tranche de marches d'un escalier située entre deux paliers adjacents.
- ✓ **Hauteur de marche** : distance verticale qui sépare une marche d'une autre.

II.1. Pré dimensionnement des marches

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de BLONDEL donnée ci-après.

$$- 59\text{cm} \leq 2H+G \leq 66\text{cm}$$

- $27\text{cm} \leq G \leq 30\text{cm}$
- $16.5\text{cm} \leq H \leq 18.5\text{cm}$

Avec :

- G : largeur de la marche, $G=30\text{cm}$
- H : hauteur de la contre marche, $H=17\text{cm}$

Donc :

✓ $59\text{cm} < 2H+G = 2*17+30 = 64\text{cm} < 66\text{cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

II.2. Nombre total de marche

$N = \frac{h}{H}$, avec h : hauteur de l'étage = 3.06 m

H : hauteur de marche = 0.17 m

$N = \frac{3.06}{0.17} = 18 \text{ marches}$

On répartit ce nombre (18 marches) en trois volées, ce qui nous donne :

*6 marches / volée.

II.3. Dimensionnement des composant de l'escalier

A. Dimensionnement de la cornière de marche

- ✓ Longueur de la marche $L=1.2\text{m}$
- ✓ Largeur de la marche $G= 0.3\text{m}$
- ✓ Les cornières sont en acier S235

B. Détermination de la section de la cornière

$G = 107.6 \times 0.3 = 32.28 \text{ daN/ml}$

$Q = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/ml}$

$Q_{\text{els}} = 107.28 \text{ daN/m} = 1.0728 \text{ N/mm}$

- *Choix de la cornière*

$F \leq f_{\text{adm}} \implies \frac{5Ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300} \implies I_y \geq \frac{5Ql^3 \cdot 300}{384E}$

A.N

$\frac{5 \times 1.0728 \times 1200^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 3.44 \text{ cm}^4$

On prend donc la cornière L40×40×4 avec $I_y = 4.47 \text{ cm}^4$

Du tableau des cornières, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection, la section transversale de cet élément est de classe 1. Donc, les vérifications se feront dans le domaine plastique.

Tableau IV.1 Caractéristique de la cornière

G (kg/m)	$W_{ely}=w_{elz}(\text{cm}^3)$	$i_y=i_z(\text{cm})$	r(mm)
2.42	1.55	1.21	6
H=b(mm)	T(mm)	A(cm ²)	$I_z=I_y(\text{cm}^4)$
40	4	3.08	4.47

Charge permanente (poids propre inclut)

$$G = G + G_{cor} = 32.28 + 2.42 = 37.7 \text{ daN/m}$$

$$Q_{els} = G + Q = 34.7 + 75 = 109.7 \text{ daN/m}$$

$$Q_{elu} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (34.7) + 1.5 (75) = 159.34 \text{ daN/m}$$

- Vérification à la flèche

$$F \leq f_{adm}$$

$$F = \frac{5Ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$F = \frac{5Ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 109.7 \times 10^{-2} \times 1200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 14.47 \times 10^4} = 3.15 < \frac{l}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ mm}$$

$F < f_{adm}$ condition vérifiée

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

$$V_{sd} = \frac{Ql}{2} = \frac{159.34 \times 1.2}{2} = 95.604 \text{ daN}$$

$$V_{lrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{3.08 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 3798.9 \text{ daN}$$

$V_{sd} < V_{rd}$ condition vérifiée

- Vérification à la résistance

$$M_{sd} \leq M_{elrd}$$

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{159.34 \times 1.2^2}{8} = 28.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{elrd} = \frac{w_{elrd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 33.11 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} < M_{elrd}$ condition vérifiée .

C. Calcul de la cornière d'attache

Cornière 40×40×4

- Vérification à la flèche

$$F \leq f_{adm}$$

$$F = \frac{5Ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

A.N

$$\frac{5 \times 109.75 \times 10^{-2} \times 300}{384 \times 210000 \times 14.47 \times 10^4} = 3.78 \times 10^{-3} \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{300}{300} = 1 \text{ mm}$$

$F < f_{adm}$...condition vérifiée

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq v_{lrd}$$

$$V_{sd} = \frac{Ql}{2} = \frac{159.34 \times 0.3}{2} = 23.9 \text{ daN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} = \frac{3.08 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 3798.9 \text{ daN}$$

$V_{sd} < v_{lrd}$ condition vérifiée

- Vérification à la résistance

$$M_{sd} \leq M_{elrd}$$

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{159.34 \times 0.3^2}{8} = 1.79 \text{ daN.m}$$

$$M_{elrd} = \frac{w_{elrd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 33.11 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1.79 < M_{elrd} = 33.11$ condition vérifiée

D. Dimensionnement de la poutre limon

✓ Evaluation des charges

- Volée

1/ charges permanente

- Poids de deux cornières (L40 × 40 × 4) → $G=4.48\text{kg/m}$
- Tôle striée 3mm-5mm → $G1=27.61\text{daN/m}^2$
- Revêtement → $G2=40\text{daN/m}^2$
- Mortier → $G3=40\text{daN/m}^2$
- Garde-corps → $G4=100\text{daN/m}^2$

Donc :

$$G_{\text{total}} = (27.61 + 40 + 40) \times 1.2 + 200 + 4.84$$

$$G_{\text{total}} = 333.96\text{daN/m}$$

Pour un limon, on aura : $G = 116.98 + 2.42$

Donc :

$$G_{\text{limon}} = 166.98\text{daN/m}$$

2/ charges d'exploitation

Pour un limon on aura

$$Q_{\text{limon}} = (250 \times 1.2) / 2 = 150\text{daN/ml}$$

- Palier :

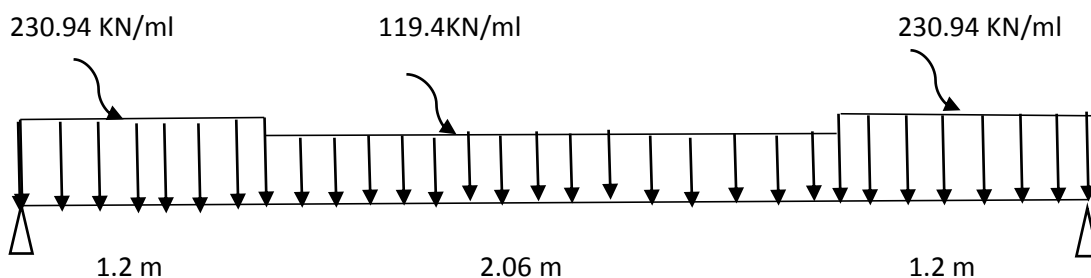
1/ charges permanentes

$$G_{\text{total}} = 384.9\text{daN/m}^2 = 384.9 \times 1.2 = 461.88\text{daN/ml}$$

Pour un limon on aura :

$$G_{\text{limon}} = 230.94\text{daN/ml}$$

1-Charges revenant au limon

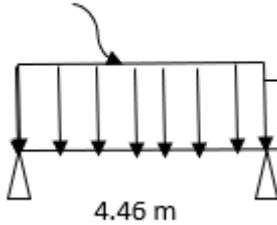


Charge permanente équivalente

$$G_{eq} = \frac{(230.94 \times 1.2) \times 2 + (166.98 \times 2.06)}{4.46}$$

$$G_{eq} = 200.69 \text{ daN/m}$$

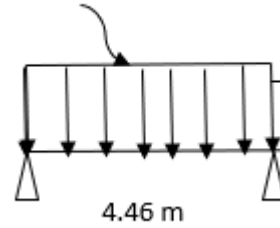
$$179.42 \text{ daN/m}$$



Charge d'exploitation

$$Q_{eq} = \frac{250 \times 1.2}{2} = 150 \text{ daN/m}$$

$$150 \text{ daN/m}$$



E. Pré-dimensionnement des limons

Etat limite ultime

$$Q = 1.35 G_{eq} + 1.5 Q_{eq}$$

$$Q = 1.35 (200.69) + 1.5 (150)$$

$$Q = 496.2 \text{ daN/ml}$$

Etat limite de service

$$Q = G_{eq} + Q_{eq}$$

$$Q = 200.69 + 150$$

$$Q = 350.89 \text{ daN/ml}$$

Choix du profilé

$$F \leq f_{adm}$$

$$F = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 300}{384E} = \frac{5 \times 350.89 \times 10^{-2} \times 4.46^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 579.05 \text{ cm}^4$$

On choisit UPN140 avec $I_y = 605 \text{ cm}^4$

Du tableau des profilés, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection, la section transversale de cet élément est de classe 1.

Tableau IV.2 : Caractéristique de profilée

G(kg/m)	$I_y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$A_{vz}(\text{cm}^2)$	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
16	605	86.4	103	10.4	5.45	1.75	62.7
W_{elz}	W_{plz}	r(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	$t_t(\text{mm})$	A(cm ²)
14.8	28.3	5	140	60	7	10	20.4

- Vérification à la flèche

$$F \leq f_{adm}$$

$$\frac{5Ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$\frac{5 \times 350.89 \times 446^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 605} = 1.42 \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{446}{300} = 1.48 \text{ mm}$$

$F < f_{adm}$... condition vérifiée

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

$$V_{sd} = \frac{Ql}{2} = \frac{496.2 \times 4.46}{2} = 1106.52 \text{ daN}$$

$$V_{rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{10.4 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 12827.6 \text{ daN}$$

$V_{sd} < V_{rd}$... condition vérifiée

- Vérification à la résistance

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{496.2 \times 4.46^2}{8} = 1233.77 \text{ daN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{plrd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 2200.45 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$... Condition vérifiée

F. Dimensionnement de la poutre palière

- Evaluation des charges

Etat limite ultime

$$Q = (1.35G + 1.5Q_{eq}) \times \frac{l}{2}$$

$$\text{Avec : } G = G_{eq} + G_{2UPN}$$

A.N

$$Q = 1.35(232.69) + 1.5(150) \times \frac{4.46}{2}$$

$$Q = 1202.86 \text{ daN/ml}$$

Etat limite de service

$$Q = (G+Q_{eq}) \times \frac{l}{2}$$

A.N

$$Q = (232.89+150) \times \frac{4.46}{2}$$

$$Q = 853.84 \text{ daN/ml}$$

Choix du profilé

$$F \leq f_{adm}$$

$$F = \frac{5Ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5Ql^3 \cdot 300}{384E} = \frac{5 \times 853.84 \times 10^{-2} \times 446^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 1409.03 \text{ cm}^4$$

On choisit IPEA200 avec $I_y = 1591 \text{ cm}^4$

Du tableau des profilés , en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection , la section transversale de cet élément est de classe 2.

Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé

G(kg/m)	$I_Y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$A_{vz}(\text{cm}^2)$	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
18.4	1591	162	182	11.5	8.23	2.23	117
W_{elz}	W_{plz}	r(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	$t_t(\text{mm})$	A(cm ²)
23.4	36.5	12	197	100	4.5	7	23.5

- Vérification à la flèche

$$F \leq f_{adm}$$

$$F = \frac{5Ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}$$

$$\frac{5 \times 853.84 \times 446^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1591} = 1.28 \text{ mm} < \frac{l}{300} = \frac{446}{300} = 1.48 \text{ mm}$$

$F < f_{adm}$... condition vérifiée

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

$$V_{sd} = \frac{Ql}{2} = \frac{1202.86 \times 4.46}{2} = 2682.37 \text{ daN}$$

$$V_{r,d} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{11.5 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 14184.446 \text{ daN}$$

$V_{sd} < V_{r,d}$ condition vérifiée

- Vérification à la résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl,r,d}$$

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{1202.86 \times 4.46^2}{8} = 2990.85 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,r,d} = \frac{w_{pl,r,d} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 3888 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,r,d}$ condition vérifiée

III. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural qui fait le tour du bâtiment au niveau des terrasses de toit. Ce dispositif est prévu pour sécuriser la ligne de raccordement entre elle-même et comprend également une inclinaison pour se prémunir contre les eaux de pluie.

III.1. Les différentes sollicitations

Voici les diverses charges et surcharges qui affectent l'acrotère :

- Poids propre G.
- La surcharge horizontale.
- **En ce qui concerne le calcul**, il se réalise en se basant sur les hypothèses suivantes :
 - Sollicitation en flexion composée.
 - Fissuration préjudiciable.
 - Le calcul se fera en mètre linéaire.

III.2. Évaluation des charges

Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S = 181.87 \text{ daN/m}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kn/ml} = 100 \text{ daN/ml}$$

Effort normal N du poids propre G

$$N_G = 1.81 \text{ KN/m}$$

Moment fléchissant M :

$$M_Q = Q \times H \times 1 = 100 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

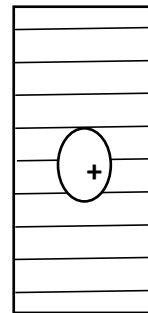
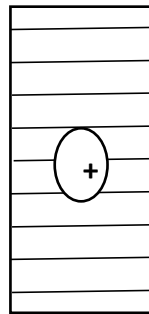
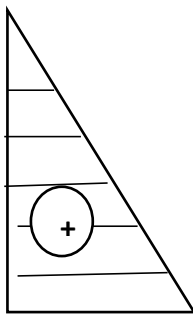
$$T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$$

Schéma statique :

$$M = 0.6 \text{ KN/m}$$

$$N = 1.81 \text{ KN}$$

$$T = 1 \text{ KN}$$



Combinaisons de charges :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35G = 2.44 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5M_Q = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5T = 1.5 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$N_S = G = 1.81 \text{ KN}$$

$$M_S = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_S = T = 1 \text{ KN}$$

III.3. Ferrailage

ELU

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal N et un moment M_f .

- Section rectangulaire soumise à la flexion composée soit :

c : enrobage

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Avec : $h = 10 \text{ cm}$; $d = 3 \text{ cm}$; $c = e = 2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

Position du centre de pression :

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 2.44 = 0.36 \text{ m} \text{ et } e_u > h/c - c = 3 \text{ cm}$$

$$3.6 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Donc : Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures avec N comme effort de compression. On déduit que la section est partiellement comprimée. Le calcul se fera en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on passe à la flexion composée.

III.4. Calcul en flexion simple :

$$f_{bc} = 0.86 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$u = M_u / (b d^2 f_{bc}) = (0.9 \times 10^6) / (1000 \times 70^2 \times 14.2) = 0.0129$$

$$u_l = 0.392 > 0.0129$$

Donc la section est simplement armée. (Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section)

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = M_u / z f_{st}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.0162$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 69.54 \text{ mm}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 34.7 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = (0.9 \times 10^6) / (69.54 \times 34.78) = 3.72 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

On doit vérifier : $A_{st} > A_{min}$

$$F_{t28}=0.6+0.06f_{c28}$$

$$F_{t28}=2.1\text{MPa}$$

$$A_{\min}=0.23 f_{t28} / f_e \times b \times d$$

$$A_{\min}=0.232.1/400 \times 1000 \times 70=0.84\text{cm}^2$$

$$A_{st}=3.72\text{cm}^2 > A_{\min}=0.84\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Le tableau des sections de barre nous donne $A_s = 4\text{HA}12=4.52\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 100/3=33.33 \text{ cm}$.

III.5 Vérification à l'ELU :

Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 mod 99, Art A-5-1,211).

La fissuration est préjudiciable donc on doit vérifier : $\sigma \leq \bar{\tau}$

$$\sigma = V_u / b * d = (1.81 \times 10) / (100 \times 7) = 0.025\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min[0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4\text{MPa}] = \min[2.5\text{MPa}, 4\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau} = 2.5\text{MPa}$$

$$\sigma = 0.025\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

ELS

$$e_s = m_s / n_s = 0.6 / 1.81 = 0.33\text{m} = 33\text{cm}$$

$$e = d / 2 = 7 / 2 = 3.5\text{cm}$$

$e_s > e$ donc le centre de pression se trouve en dehors de la section, celle-ci est partiellement comprimée.

$$M_f = n_s \times (e_s + h / 2 - c) = 1.81 \times (33 + 10 / 2 - 3)$$

$$M_f = 0.63\text{KN.m}$$

$$u = M_f / (b d^2 f_{bc}) = (0.63 \times 10^3) / (100 \times 7^2 \times 14.2) = 0.0090$$

$$U = 0.0090 < u_1 = 0.392 \text{ donc section simplement armée}$$

On a $u=0.0090$ donc $\beta=0.9$ et $k_1=35$ (d'après les tableaux)

$$K=1/k_1=0.028$$

$$(\bar{\sigma}_{st}) \leq [\min(2/3 f_e; 110 \sqrt{n} f_{t28})]$$

Avec $n=1.6$ (fissuration préjudiciable)

$$(\bar{\sigma}_{st}) = \min(266.66; 201.63)$$

$$(\bar{\sigma}_{st}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_f = m_f / (\beta d (\bar{\sigma}_{st})) = 0.63 / (0.9 \times 7 \times 201.63) = 0.49 \text{ cm}^2$$

La section des armatures réelles :

Selon le BAEL91 mod 99 article (A.4.5,33), les contraintes limites de compression sont données par :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Les contraintes limites de traction de l'acier BAEL91 article (A.4.5,33) en fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 100 \sqrt{n} \times f_{t28}))$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 200 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ et } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = m_s / a_s \beta d \text{ (}\beta \text{ en fonction de } p_1\text{)}$$

$$P_1 = (100 A_u) / b d = (100 \times 4.52) / (100 \times 7) = 0.64$$

$$\beta = 0.882 \text{ et } k = 27.37$$

$$\sigma_{st} = (0.6 \times 10^3) / (4.52 \times 0.882 \times 7) = 21.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 200 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$K = 1/k_1 = 1/27.37 = 0.036$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0.036 \times 21.5$$

$$\sigma_{bc} = 0.774 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5. Vérification à l'ELS:

La fissuration est préjudiciable donc : $\sigma \leq \sigma_{lim}$

$$\sigma_u = v_u / bd = (1.81 \times 10) / (100 \times 7) = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{lim} = \min(0.15 f_{ct} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\sigma_u = 0.025 \text{ MPa} < \sigma_{lim} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

CHAPITRE V

Étude du Plancher mix

I. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude du plancher mixte. Dans un premier temps, une présentation sommaire des différents composants et méthode de calcul d'un plancher mixte est donnée. Dans un second temps, pour le cas du plancher de la structure étudiée, un calcul détaillé est présenté.

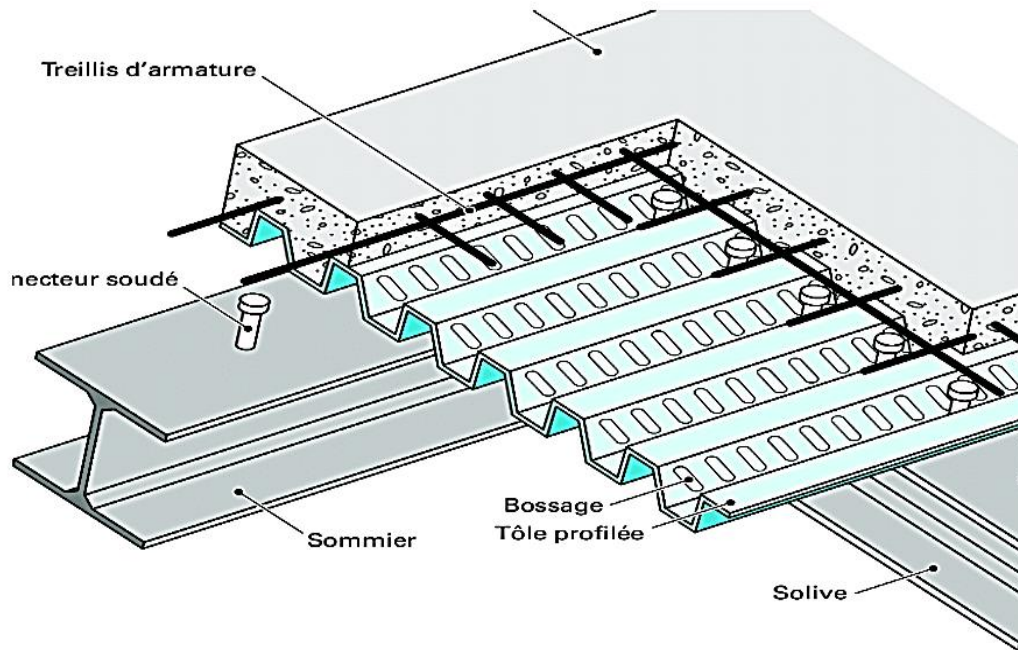


Figure V.1.Eléments constructifs du plancher mixte

II. Généralités sur le plancher mixte

Selon le code de calcul Eurocode 4, pour mener à bien l'étude d'un plancher mixte, les vérifications suivantes sont indispensables:

- Vérification au stade de montage.
- Vérification au stade définitif.

III. Dimensionnement

Tableau V.1 : Dimensionnement du bac d'acier

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervure par bac	Espacement des nervures (mm)	Largeur du bac (mm)	Épaisseur de la tôle (mm)	Poids KN/m ²
40	5	250	1000	0.5	4.9

NB : La liaison entre l'acier et le béton est rigides est sont reliés avec des connecteurs.

III.I. Étude des solives

A. Stade de montage

Évaluation des charges

Tableau V.2.Évaluation des charges au stade de montage.

charges	Permanente	$G_{solive}=0.188kn/ml=18.8dan/ml$ Poids de la tole = $4.9dan/m^2$ Poids de la dalle= $264dan/m^2$ $G_{total}=287.7dan/m^2$
	Exploitation	$Q=100dan/m$
Combinaisons	ELU	$1.35G+1.5Q=512dan/m^2$
	ELS	$G+Q=387.7dan/m^2$

✓ **Vérification de la résistance à L'ELU**

Classe de la section :IPE180 est de classe une donc le calcul se fait dans le domaine plastique et élastique dans le domaine de montage

• **vérification à l'effort tranchant**

$$v_{sd} \leq v_{Lrd}$$

Effort sollicitant : $V_{sd} = \frac{Ql}{2} = \frac{5.21 \times 4.4}{2} = 11.45 \text{ KN}$

Effort $v_{Lrd} = \frac{AV_z \times F_y}{\gamma_m \times \sqrt{3}} = \frac{11.3 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.37 \text{ KN}$

$v_{sd} = 11.48 \text{ kn} < v_{Lrd} = 139.37 \text{ KN} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

• **Vérification à la résistance (ELU)**

$$M_{sd} \leq M_{elrd}$$

$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{5.21 \times 4.4^2}{8} = 12.6 \text{ KN.m}$

$M_{elrd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_m} = \frac{14.6 \times 235}{1.1} = 31.19 \text{ KN.m}$

$M_{sd} = 12.6 \text{ KN.m} < M_{elrd} = 31.19 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée)

• **vérification de la résistance à L'ELS**

$$F_{max} < f_{adm}$$

$F_{max} = \frac{5Ql^4}{384EIy} < \frac{l}{250}$

$F_{max} = \frac{5 \times 0.0375 \times 440^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 1317} = 0.66 \text{ cm}$

$F_{adm} = \frac{440}{250} = 1.76 \text{ cm}$

$F_{max} = 0.66 \text{ cm} < f_{adm} = 1.76 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée)

B. Stade final*Évaluation des charges***Tableau V.3.Évaluation des charges au stade de montage.**

charges	Permanente	$G_{solive}=0.188kn/ml=18.8dan/ml$ Revêtement en carrelage(2cm)=40dan/m Mortier de pose (2cm) =40dan/m ² Isolation thermique (4cm) =16dan/m ² Poids de la dalle ep(12cm) =300dan/m ² TN 40 4.9dan/m ² Faux plafond 10dan/m ² Total=429.710dan/m ²
	Exploitation	Q=100dan/m
Combinaisons	ELU	$1.35G+1.5Q=805.09dan/m^2$
	ELS	$G+Q=dan/m^2$

- **Caractéristique du plancher mixtes**

a) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (beff) :

$$beff = \min (2L0/8 ; e)$$

On a :

$$L0 = 0.8L$$

Avec : L : Longueur de la solive et e: Entre axe

A.N :

$$L_0 = 0.8 \times 4.4 = 3.52 \text{m}$$

$$beff = \min (2L_0/8 ; e)$$

$$beff = \min (0.88 ; 0.97)$$

$$beff = 0.88 \text{m}$$

✓ **Calcul de la section équivalente acier-béton :**

$$S = A + B/n$$

Avec :

- A : section de l' IPE 180 (de tableau des profilés A= 2390mm²)
- B : section de la dalle en béton (B=120*970=116400 cm²)
- n coefficient d'équivalence (n = 15)

$$S = 10150 \text{ m}^2$$

• **Vérification à l'effort tranchant**

$$v_{sd} \leq v_{lrd}$$

$$V_{sd} = \frac{Ql}{2} = \frac{0.8 \times 4.4}{2} = 17.71 \text{ KN}$$

$$v_{lrd} = \frac{AV_z \times F_y}{\gamma_m \times \sqrt{3}} = \frac{11.3 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.37 \text{ KN}$$

$$v_{sd} = 17.71 \text{ KN} < v_{lrd} = 139.37 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée}).$$

• **Vérification a la résistance (ELU)**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{8.5 \times 4.4^2}{\gamma_m} = 19.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_m} = 35.54 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 19.48 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 35.54 \text{ KN.m}$(condition vérifiée)

- calcul de l'axe neutre plastique z

$$f_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 510.59 \text{ KN}$$

$$f_b = \frac{0.85 h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 11.4 \times 25 \times 880}{1.5} = 1421.2 \text{ KN}$$

$$h_c = 0.95t = 0.95 \times 12 = 11.4 \text{ cm}$$

$f_a < f_b$ l'axe neutre plastique se situe dans le béton .

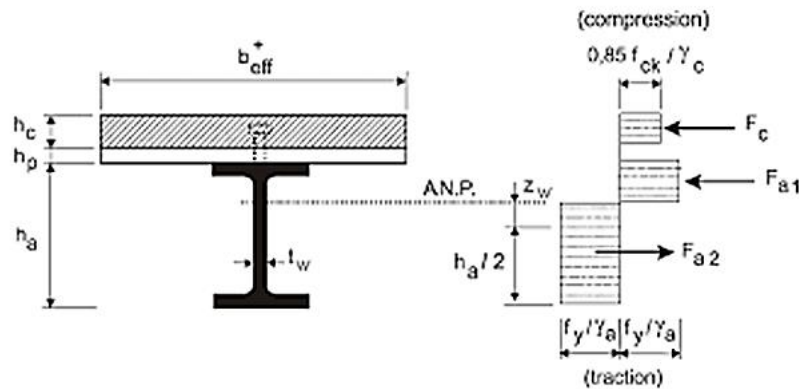


Figure V.2. La largeur participante de la dalle en béton

Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle.

D'ou

$$Z = \frac{f_a}{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}} = \frac{510.59 \times 10^3}{0.85 \times 880 \times 25} = 27.32 \text{ mm} = 2.73 \text{ cm}$$

On a : $z < h_c$

- b) Vérification du moment de résistance plastique :

Dans le cas d'une flexion positive avec comme axe neutre située dans la dalle en béton, on applique la formule suivante :

$$Msd \leq Mpl.y.rd$$

$$Mlyrd = fa\left(\frac{h}{2} + hc + hp - \frac{z}{2}\right)$$

$$mplyrd = 510.59\left(\frac{180}{2} + 114 + 40 - \frac{27.32}{2}\right)$$

$$msd = 19.48kn.m < mplyrd = 117.73KN.m$$

... ..condition vérifiée

Vérification à L'ELS

Vérification de la flèche

$$fmax \leq fadm$$

$$F_{max} = \frac{5Ql^4}{384Ely} \leq fadm = \frac{L}{250}$$

$$Iy = (Ia + A \times d^2) + (Ib + Ad^2)$$

$$Iy = (Ia + Ad^2) + \frac{Ib}{n} + \left(\frac{beff \times hc}{n} \times \left(t + \frac{h}{2} - d\right)^2\right)$$

Avec :

$$d = \frac{\frac{beff - hc}{n} \left(t + \frac{h}{2}\right)}{Aa + \frac{beff \times hc}{n}} = \frac{\frac{880 \times 11.4}{15} \left(12 + \frac{18}{2}\right)}{23.9 + \frac{88 \times 11.4}{15}}$$

$$d = 15.47cm.$$

Donc :

$$Iy = 9806.33cm^4$$

$$fmax = \frac{5 \times 5.79 \times 440^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 9806.33} = 0.137cm$$

$$fadm = \frac{440}{250} = 1.76cm$$

$f_{max} < f_{adm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

V.4. Plancher terrasse :

- **vérification à l'effort tranchant :**

$$v_{sd} \leq v_{lrd}$$

$$V_{sd} = \frac{Ql}{2} = \frac{10.75 \times 4.4}{2} = 23.65 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{AV_z \times F_y}{\gamma_m \times \sqrt{3}} = \frac{11.3 \times 235 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139.37 \text{ KN}$$

$v_{sd} = 23.65 \text{ KN} < v_{lrd} = 139.37 \text{ KN} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée).

- **Vérification à la résistance (ELU) :**

$$M_{sd} \leq M_{elrd}$$

$$M_{sd} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{10.75 \times 4.4^2}{8} = 26.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{elrd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_m} = \frac{14.6 \times 235}{1.1} = 31.19 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 26.01 \text{ KN.m} < M_{elrd} = 31.19 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée)

- **vérification de la résistance à L'ELS :**

$$F_{max} < f_{adm}$$

$$F_{max} = \frac{5Ql^4}{384EI_y} < \frac{l}{250}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times 0.078 \times 440^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 1317} = 1.38 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{440}{250} = 1.76 \text{ cm}$$

$f_{max} = 1.38 \text{ cm} < f_{dm} = 1.76 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée).

III. Étude des connecteurs

Les connecteurs garantissent un lien mécanique entre les poutres métalliques et la dalle en béton, permettant ainsi la construction de structures mixtes acier-béton.

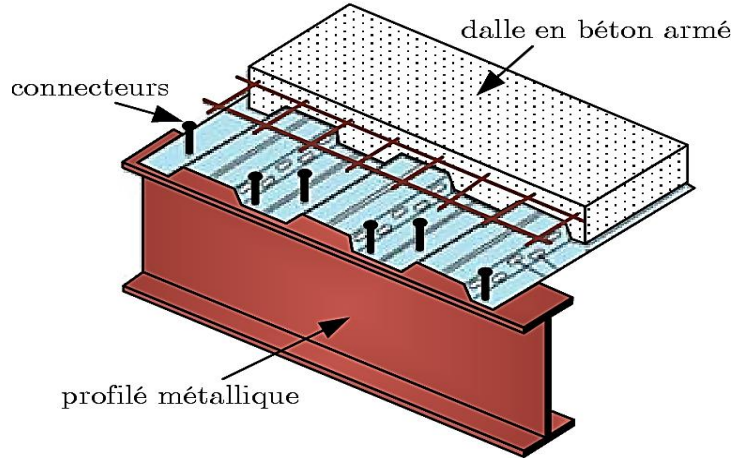


Figure V.3. les connecteurs

III.1 . Dimensionnement

- La position de l'axe neutre :

$$\frac{\sum A_i r_i}{\sum A_i} = 116400 \times 240 + 2390 \times 90118790 = 236.98 \text{mm}$$

$$D = b \times t + h_n \times 2 \times s \quad \text{avec } S = S = A + B/n$$

$$\rightarrow S = 11640015 + 2390 = 10150 \text{mm}^2$$

$$D = \frac{970 \times 120}{15} \times \frac{120 + 180}{2 \times 10150}$$

$$D = 114.6 \text{mm}$$

- Moment d'inertie

$$I_m = I_{ay} + A \cdot d^2 + I_{bn} + B \cdot n^2 + h^2 - d^2$$

$$I_m = 1317.104 + 2390 \cdot 114.62 + bh31215 + 11640015120 + 1802 \cdot 114.62$$

$$I_m = 63594774 \text{mm}^4$$

- Calculs des Contraintes dans la poutre en acier

1. Traction (fibre inférieure)

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} \cdot v_i$$

$$= \frac{27.32 \cdot 10^3}{63594774} * 236.98 = 101.80 \text{ N/mm}^2$$

2. Compression (fibre supérieur)

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_M} \cdot v_s - t$$

$$= \frac{27320}{63594774} \times 63.02 - 120 = -0.02 \text{ N/mm}^2$$

- Calculs des contraintes dans le béton

1. Compression (fibre inférieure)

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{I_M * n} \cdot v_s - t$$

A.N

$$\frac{27320}{63594774.15} * 63.02 - 120 = -1.63 \text{ N/mm}^2$$

2. Compression (supérieur)

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I_m * n} \cdot v_s$$

A.N

$$\frac{27320}{63594774 * 15} \times 63.02 = 1.80 \text{ N/mm}^2$$

III.2. Nombre de connecteurs

$$N_c = A_a \cdot f_y \cdot q_u$$

avec :

$$A_a = 2390 \text{ mm}^2$$

$$q_u = 4.10 - 4 \cdot \phi_c \cdot 2 \cdot \sigma_{28} \cdot E_b$$

avec :

$$\phi_c = 7t = 840\text{mm}$$

Donc :

$$q_u = 4.10 - 4.84021.80 \times 32600 = 68369.69\text{N}$$

ce qui nous donne :

$$n_c = 2390.23568369.69 = 8.21$$

on prend alors 9 connecte

IV. Étude des poutres principales

A. Stade de montage

Calcul de la réaction des poutres principales sur les solives :

$$R_s = q_{sd} \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} \right) \text{ avec } l_1 = 3.55\text{m et } l_2 = 4.4\text{m}$$

Tableau V.4. La réaction des poutres principale sur les solives au stade de montage :

	Qsd(kn/m)	Rs(kn)	Qeq=rs/e
ELS	3.87	15.94	16.43
ELU	5.12	21.09	21.74

• Vérification à l'effort tranchant

$$v_{sd} \leq v_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{21.74 \times 4.69}{2} = 50.98\text{kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{AV_z \times F_y}{\gamma_m \times \sqrt{3}} = \frac{22.1 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 272.58\text{kn}$$

$$v_{sd} = 50.98\text{kn} < v_{plrd} = 272.58\text{kn} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée}).$$

• Vérification a la résistance (ELU)

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{21.74 \times 4.69^2}{8} = 59.77 \text{ km.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_m} = 103.4 \text{ kn.m}$$

$M_{sd} = 59.77 \text{ kn.m} < M_{plrd} = 103.4 \text{ kn.m} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée)

• **vérification de la résistance à L'ELS**

$$F_{max} < F_{adm}$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EIy} < \frac{l}{250}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times 0.01643 \times 469^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 5790} = 0.82 \text{ m}$$

$$F_{adm} = \frac{469}{250} = 1.87 \text{ cm}$$

$F_{max} = 0.82 \text{ m} < F_{adm} = 1.87 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée).

B. Stade final

Tableau V.4 : la réaction des poutres principale sur les solives au stade final :

	Qsd(kn/m)	Rs(kn)	Qeq=rs/e
ELS	8.05	31.99	32.97
ELU	5.79	23.01	23.72

IV.7. caractéristique du plancher mixtes :

a) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (beff) :

$$beff = \min (2L_0/8 ; e)$$

On a :

e: l'entre axe

$$L_0 = 0.8L \quad (L : \text{la longueur de la solive}).$$

$$L_0 = 0.8 \times 4.4 = 3.52 \text{ m}$$

$$b_{eff} = \min (2L_0/8 ; e)$$

$$b_{eff} = \min (0.88 ; 0.97)$$

$$b_{eff} = 0.88m$$

b) Calcul de la section équivalente acier-béton :

$$S = A + B/n$$

$$A : \text{section de l' IPE270} = 45.9 \text{ cm}^2 = 4590 \text{ mm}^2$$

- B section de la dalle en béton : $120 \times 970 = 116400 \text{ cm}^2$

- N coefficient d'équivalence $n = 15$

- $S = 45.9 + \frac{11.64}{15} = 12350 \text{ mm}^2$

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$v_{sd} \leq v_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{32.97 \times 4.69}{2} = 77.31 \text{ kn}$$

$$v_{elrd} = \frac{AV_z \times F_y}{\gamma_m \times \sqrt{3}} = 272.58 \text{ kn}$$

$$v_{sd} = 77.31 \text{ kn} < v_{elrd} = 272.58 \text{ kn} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée}).$$

- **vérification a la résistance (ELU)**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{32.97 \times 4.69^2}{\gamma_m} = 19.32 \text{ kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_m} = 103.4 \text{ kn.m}$$

$$M_{sd} = 19.32 \text{ kn.m} < M_{plrd} = 103.4 \text{ kn.m} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

- **calcul de l'axe neutre plastique z :**

$$f_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{45.9 \times 235}{1.1} = 980.59 \text{ kn}$$

$$f_b = \frac{0.85 h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 114 \times 250 \times 176}{1.5} = 2842.4 \text{ kn}$$

$$hc = 0.95t = 0.95 \times 12 = 11.4cm$$

$fa < fb$ l'axe neutre plastique se situe dans le béton .

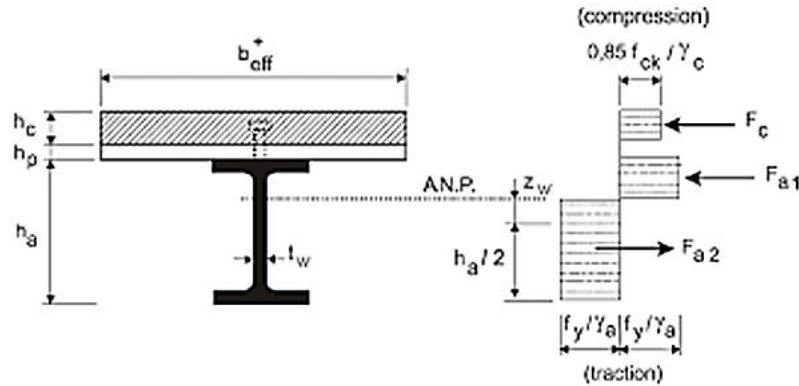


Figure V.5. Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle

D'ou

$$Z = \frac{fa}{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}} = \frac{980.59}{0.85 \times 1.76 \times 25} = 26.21mm = 2.62cm$$

On a : $z < hc$

- Vérification du moment de résistance plastique :

$$msd \leq mplyrd$$

$$mplyrd = fa \left(\frac{h}{2} + hc + hp - \frac{z}{2} \right)$$

$$mplyrd = 980.59 \left(\frac{270}{2} + 114 + 40 - \frac{26.21}{2} \right)$$

$$msd = 19.32kn.m < mplyrd = 270.31kn. \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

vérification a L'ELS :

Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$F_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I_y = (I_a + A \times d^2) + (I_b + Ad^2)$$

$$I_y = (I_a + Ad^2) + \frac{IB}{n} + \left(\frac{beff \times hc}{n} \times \left(t + \frac{h}{2} - d \right)^2 \right)$$

Avec :

$$d = \frac{\frac{beff - hc}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right)}{Aa + \frac{beff \times hc}{n}} = \frac{\frac{176 \times 11.4}{15} \left(12 + \frac{18}{2} \right)}{45.9 + \frac{176 \times 11.4}{15}}$$

$$d = 1.28cm.$$

Donc :

$$I_y = 59330.19cm^4$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 16.43 \times 469^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 59330.19} = 0.08cm$$

$$f_{adm} = \frac{440}{250} = 1.76cm$$

$$f_{max} = 0.08cm \leq f_{adm} = 1.76cm \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

Chapitre VI

Calcul des assemblages

I. Introduction

Dans ce chapitre est discrétisé en deux grandes parties, dans la première, une présentation sommaire des généralités sur l'assemblage métallique est donnée, dans la seconde partie, en se référant au code de calcul, un calcul détaillé d'un assemblage poteau-poutre est présenté suivi des résultats numériques obtenus avec la méthode des éléments finis.

II. Fonction des assemblages

L'assemblage est un moyen de jonction entre les différentes pièces métallique permettant la transmission des charges et surcharges d'un composant à un autre. De nos jours, pour garantir une liaison efficace entre ces éléments, une variété de choix est mise à la disposition des professionnels du domaine de la charpente métallique. Parmi ces méthodes d'assemblage, nous pouvons citer :

- a. Le boulonnage :** utilise des boulons et des écrous pour fixer les pièces métalliques. Cette méthode permet un démontage facile de la structure si nécessaire, ce qui est utile pour les projets temporaires ou les réparations.
- b. Le soudage :** est un processus thermique qui fait fusionner les pièces métalliques, créant une liaison solide et durable. Elle est souvent utilisée pour les structures lourdes et les assemblages critiques.
- c. Le rivetage :** utilise des rivets pour relier les pièces métalliques. Bien que moins courant aujourd'hui, il offre une bonne résistance. Le rivetage nécessite des compétences spécifiques.

Pour ce qui concerne le cas de cette étude, les choix des boulon est de prendre des boulons a haute résistances HR il comprend une tige filte, une tête hexagonale ou carre et un écrou en acier a très haute résistance

III. Type d'assemblage

- A. Assemblages articulés:** Conçus pour transmettre des forces de cisaillement et de traction, mais pas de moments de flexion.
- B. Assemblages rigides:** Capables de transmettre des moments de flexion importants, assurant une plus grande rigidité à la structure.

Un bon assemblage une préparation des surfaces, par brossage ou grenaillage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine, graissage Etc .

IV. Calcul des assemblages

Dans cette partie, le calcul de l'assemblage poteau-poutre est mené selon les recommandations données dans le code de calcul

➤ Assemblage poteau-poutre

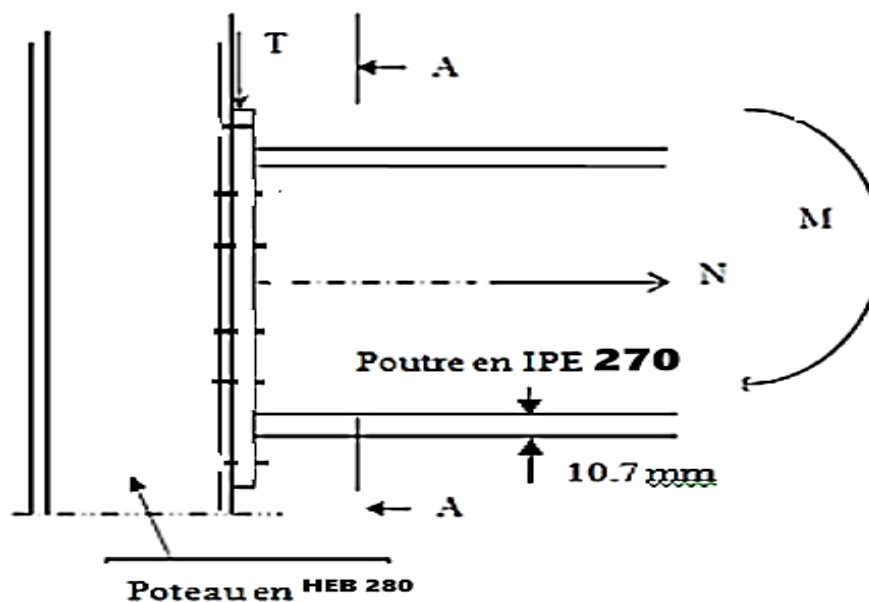


Figure V.1. Détail de l'assemblage poteau-poutre de la structure étudiée

Données :

- ✓ $N_{\text{effort normale}} = 0 \text{ kn}$
- ✓ $V_{sd} = 76.44 \text{ kn}$
- ✓ $M_{sd} = 89.63 \text{ kn.m}$

Ces efforts sont donnés par la combinaison d'action engendrés lors du calcul numérique.

Hypothèses de calcul

Dans ces calculs, le boulon considéré est de type M14 et de classe 5.6.

Caractéristiques mécaniques

- $F_y = 400 \text{ MPa}$
- $F_u = 500 \text{ MPa}$

Disposition des boulons

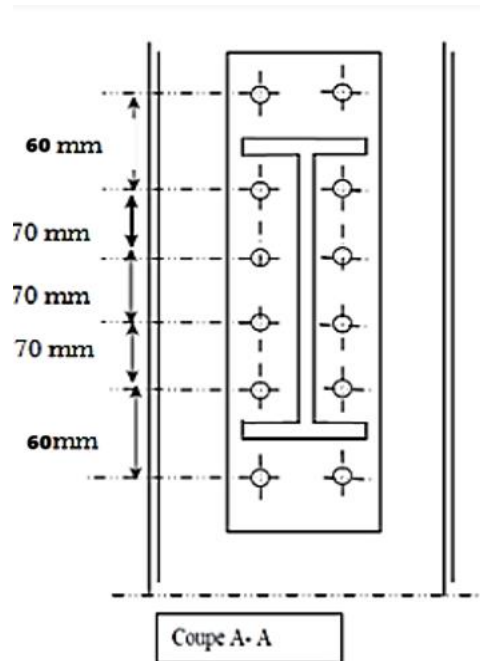


Figure V.2. Disposition des boulons

Calcul de vérification

Vérification de la résistance d'un boulon

$$V^* = \frac{v}{nb} \text{ avec } v = \text{effort de cisaillement}$$

n = nombres de boulons

$$v^* = \frac{76.44}{12} = 6.37 \text{ KN}$$

On vérifie la formule : $v^* < \frac{ks \times m \times u}{\gamma_{ms}} (fp - 0.3N^*)$

Avec : $N^* = Nm^* + Nn^*$

$$\text{Et } Nm^* = \frac{M \times d1}{2 \sum di^2}$$

$$D5 = 30 + \frac{tf}{2} = 30 + \frac{10.2}{2} = 35.1 \text{ mm}$$

$$D4 = 35.1 + 70 = 105.1 \text{ mm}$$

$$D3 = 105.1 + 70 = 175.1 \text{ mm}$$

$$D2=175.1+70=245.1\text{mm}$$

$$D1=245.1+60=305.1\text{mm}$$

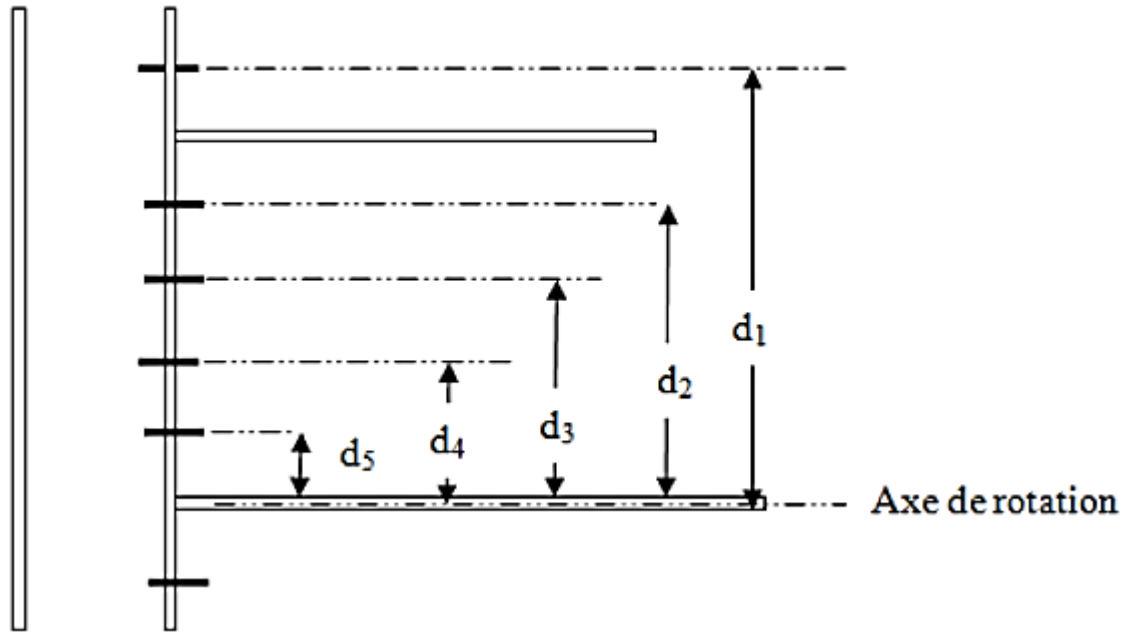


figure V. 3.Efforts de traction sollicitant les boulons.

Donc

$$Nm^* = \frac{89.63 \times 0.3051}{2 \times (0.3051^2 + 0.2451^2 + 0.1751^2 + 0.1051^2 + 0.0351^2)} = 69.73 \text{KN}$$

$$N = Nm^* = 69.73 \text{KN}$$

$$\checkmark F_p = 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$F_p = 0.7 \times 157 \times 500$$

$$F_p = 54.95 \text{KN}$$

$$M = 1 \text{ (n.plan)}$$

$$U = 0.3 \text{ (coefficient de frottement)}$$

$$K_s = 1 \text{ (perçage normalisé)}$$

$$\gamma_{m2} = 1.25$$

Donc

$$\frac{k_s \times m \times u}{\gamma_{m2}} (f_p - 0.8 N^*) = \frac{1 \times 1 \times 0.3}{1.25} (54.95 - 0.8 \times 69.73) = 0.99 \text{ KN}$$

✓ $0.99 \text{ k} < v^* = 6.37 \text{ KN} \dots$ non vérifié

On augmente la section du boulon M16 de classe 8.8 avec $A_s = 157 \text{ mm}^2$

$$F_p = 0.7 \times 157 \times 800 = 87.92 \text{ KN}$$

$$V^* = 6.37 \text{ kN} < \frac{1 \times 1 \times 0.3}{1.25} (87.92 - 0.8 \times 69.73) = 7.71 \text{ KN} \dots$$
 vérifiée

I. Vérification des soudures

✓ Assemblage platine poutre est assuré par la soudure

$$L_1 = b(\text{poutre}) = 135 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b - t_w}{2} = \frac{135 - 6.6}{2} = 64.2 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 270 - 2 \times 10.2$$

On a :

Tableau V.1. caractéristique de l'acier

Nuance d'acier	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	γ_{Mw}	β_w
S₂₃₅	235	360	1.25	0.80

a- Vérification Ame-platine

Tableau V.2 .Epaisseur du cordon de soudure fonction de l'épaisseur minimale de la pièce

Epaisseur minimale de la pièce t_{\min} (mm)	4	6	7	8	10	12	14	16	18
Epaisseur du cordon de soudure a (mm)	3	4	5	6	7	8	10	11	13

Epaisseur du cordon de soudure fonction de l'épaisseur minimale de la pièce

$$T_{\min} = \min (\text{ep.platine} = 10 \text{ mm}; t_w \text{ poutre} = 6.6 \text{ mm})$$

$T_{\min} = 6.6\text{mm}$ donc d'après le tableau ..

On a $a = 4\text{mm}$

Donc

$$\sqrt{2 \left(\frac{N}{l_{ia}i} \right)^2 + 3 \left(\frac{v}{2l_3a_3} \right)^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{mw}} = \frac{360}{0.8 \times 1.25} = 360 \text{MPa}$$

$$= \sqrt{2} \sqrt{0 + 3 \left(\frac{76.44 \times 10^3}{2 \times 249.6 \times 4} \right)^2} = 93.76 \text{N/mm}^2 < 360 \text{MPa} \dots \text{vérifiée}$$

b- Vérification semelle -platine

$T_{\min} = \min(10 ; t_f = 10.2) = 10\text{mm}$ d'après le tableau on aura donc



$A = 7\text{mm}$

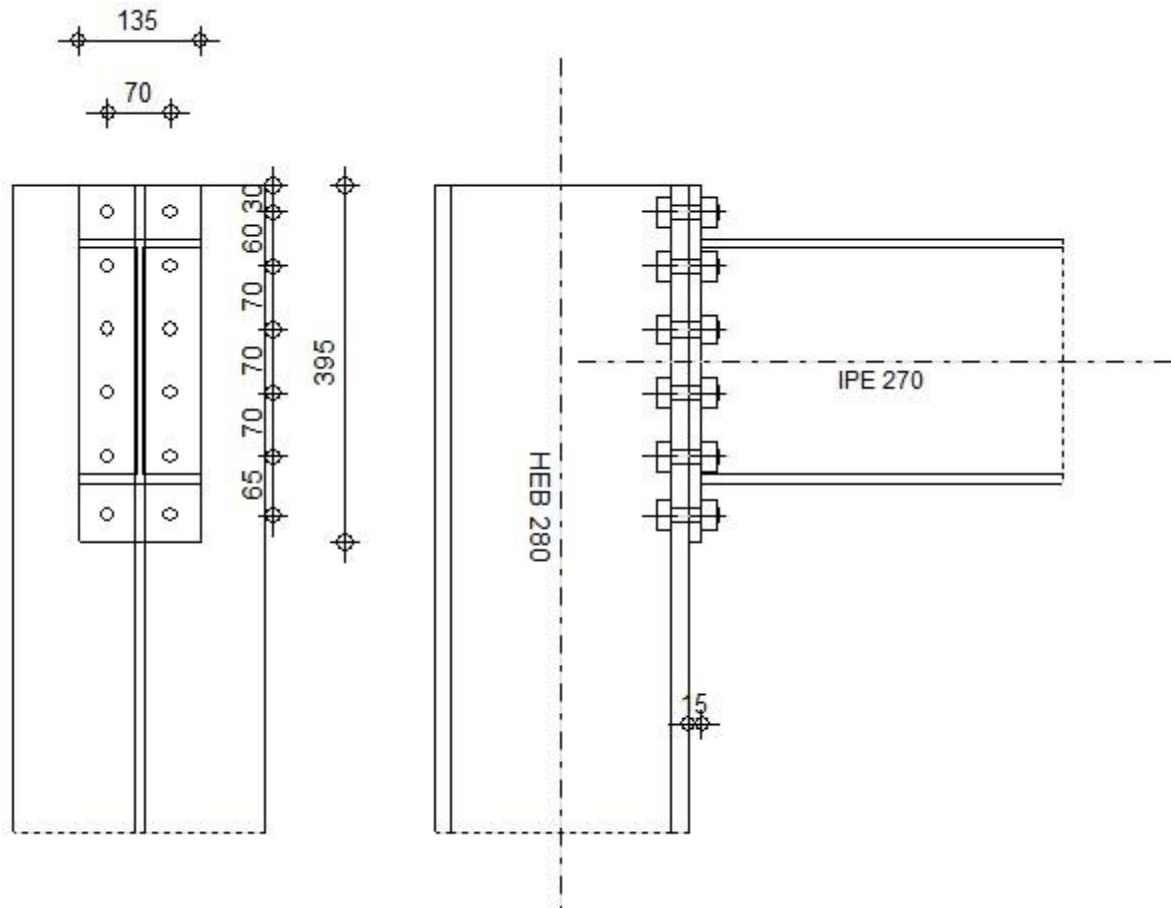
$$\sqrt{2} \left[\frac{N}{\sum l_{ia}i} + \frac{M \times H}{l_1 a_1 h^2 + 2 l_2 a_2 (h - 2 t_f)^2} \right] \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{mw}}$$

$$\sqrt{2} \left[0 + \frac{89.63 \times 10^6 \times 270}{135 \times 7 \times 270^2 + 264.2 \times 7 \times (270 - 2 \times 10.2)^2} \right] = 274.04 < 360 \text{MPa}$$

➤ **Validation numérique de l'assemblage calculé**

Remarque : on a changer la platine pour valider le calcul sur logiciel robot

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	Calcul	de	l'Encastrement	poutre-Poteau		
	NF P 22-460					1,00



Général

Assemblage N°: 13

Nom de l'assemblage: Angle de portique

Noeud de la structure: 33

Barres de la structure: 17, 34

Géométrie

Poteau

Profilé: HEB 280

Barre N°: 17

$a = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Profilé: HEB 280

$h_c = 280$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 280$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 18$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 24$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 131,36$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 19270,30$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$s_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: IPE 270

Barre N°: 34

$a = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 270$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 135$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 45,95$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 5789,78$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

$a = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$s_{cb} = 235,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

$F_b = 80,38$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 30$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 60;70;70;70;65$ [mm]

Platine

$h_p = 395$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 135$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 15$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$s_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

Efforts

Cas: Calculs manuels

$M_y = -89,63$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = 76,44$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 0,00$ [kN] Effort axial

Résultats

Distances de calcul

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Extérieurs			24	35			6	30					70	65	
2	Intérieurs	25	32			8	20	6	30						68	
3	Centraux	25	32					6	30							70
4	Centraux	25	32					6	30							70

$x = 46$ [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sigma(b/e_a)$$

Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	300	55,41	80,19	121,92	239,58	80,38	-> 55,41	100,00
2	235	203,64	83,28	186,97	239,58	80,38	-> 80,38	100,00
3	165	49,83	54,29	83,09	245,08	80,38	-> 49,83	100,00
4	95	49,83	54,29	83,09	245,08	80,38	-> 49,83	23,97

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

Vérification de la résistance

$F_{tot} = \frac{395,1}{4}$ [kN] Effort total dans la semelle comprimée $F_{tot} = 2 * \sum [F_i * (p_i/100)]$

$M_{tot} = 89,70$ [kN*m] Moment Résultant Total $M_{tot} = 2 * \sum [F_i * d_i * (p_i/100)]$ [9.2.2.2]

Moment [9.2.2.2.1]

$M_y \leq M_{tot}$	$89,63 < 89,70$	vérifié	(1,00)
--------------------	-----------------	---------	--------

Effort tranchant [8.1.2]

$Q_{adm} = 26,53$ [kN] $Q_{adm} = 1.1 * m_v * (P_v - N_1)$

$Q_1 \leq Q_{adm}$	$6,37 < 26,53$	vérifié	(0,24)
--------------------	----------------	---------	--------

Effort axial [9.1]

$F_{min} = 144,69$ [kN] $F_{min} = \min(0.15 * A * S_e, 0.15 * n * P_v)$

$ F_x \leq F_{min}$	$ 0,00 < 144,69$	vérifié	(0,00)
----------------------	-------------------	---------	--------

La méthode de calcul est applicable

Vérification de la poutre

$F_{res} = 394,83$ [kN] Effort de compression $F_{res} = F_{tot} * M/M_{tot}$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c adm} = 395,14$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} * S_e + N * A_{bc}/A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$	$394,83 < 395,14$	vérifié	(1,00)
--------------------------	-------------------	---------	--------

Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$F_{res} \leq F_{pot}$	$394,83 < 617,37$	vérifié	(0,64)
------------------------	-------------------	---------	--------

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$V_R = 453,84$ [kN] Effort tranchant dans l'âme $V_R = 0.47 * A_v * S_e$

$ F_{res} \leq V_R$	$ 394,83 < 453,84$	vérifié	(0,87)
----------------------	---------------------	---------	--------



Remarques

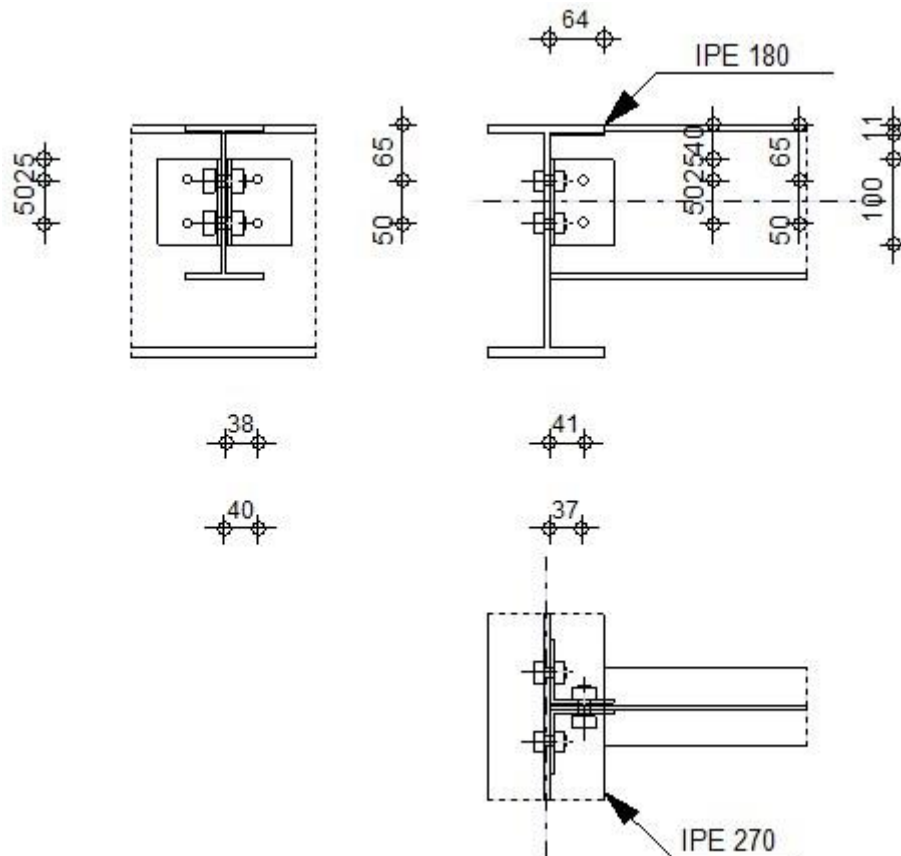
Epaisseur de la platine trop faible ou nulle. 15 [mm] < 18 [mm]

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. 20 [mm] < 24 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	1,00
--	-------	------

➤ **Poutre poutre :**

	Robot	Structural	Analysis	Professional	2023	
	Calcul de l'assemblage par cornières					
CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)					Ratio	0,20



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage: Par cornières: poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 1326
 Barres de la structure: 1578, 1629

GÉOMÉTRIE

POUTRE PORTEUSE

Profilé: IPE 270
 Barre N°: 1578

$\alpha_1 = 180,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h = 270$	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b = 135$	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_w = 7$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_f = 10$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r = 15$	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

Profilé: IPE 270
A = 45,95 [cm²] Aire de la section de la poutre principale
I_y = 5789,78 [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau: ACIER
σ_e = 235,00 [MPa] Résistance

POUTRE PORTÉE

Profilé: IPE 180
Barre N°: 1629
α₂ = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
h_b = 180 [mm] Hauteur de la section de la poutre
b_{fb} = 91 [mm] Largeur de la section de la poutre
t_{wb} = 5 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
t_{fb} = 8 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
r_b = 9 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
A_b = 23,95 [cm²] Aire de la section de la poutre
I_{yb} = 1316,96 [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER
σ_{eb} = 235,00 [MPa] Résistance

ENCOCHE DE LA POUTRE PORTÉE

h₁ = 11 [mm] Encoche supérieur
h₂ = 0 [mm] Encoche inférieure
l = 64 [mm] Longueur de l'encoche

CORNIÈRE

Profilé: CAE 75x5
α₃ = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
h_c = 75 [mm] Hauteur de la section de la cornière
b_c = 75 [mm] Largeur de la section de la cornière
t_c = 5 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
r_c = 6 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
L_c = 100 [mm] Longueur de la cornière
Matériau: ACIER
σ_c = 235,00 [MPa] Résistance

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PORTEUSE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 5 . 6		Classe du boulon
$d' = 12$	[mm]	Diamètre du boulon
$A'_s = 0,84$	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v = 1,13$	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y = 300,00$	[MPa]	Limite de plasticité
$f_u = 500,00$	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n' = 2,00$		Nombre de rangées des boulons
$h'_1 = 25$	[mm]	Niveau du premier boulon

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIÈRE À LA POUTRE PORTÉE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4 . 8		Classe du boulon
$d = 14$	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s = 1,15$	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 1,54$	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y = 280,00$	[MPa]	Limite de plasticité
$f_u = 400,00$	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n = 2,00$		Nombre de rangées des boulons
$h_1 = 25$	[mm]	Niveau du premier boulon

EFFORTS

Cas: 73: COMB4 (1+3+4) *1.35+7*1.50

$T = 10,97$ [kN] Effort tranchant

RÉSULTATS

BOULONS

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |10,97| < 58,55 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f_y \quad |10,97| < 88,22 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

PROFILES

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |10,97| < 54,66 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad |10,97| < 223,34 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad |10,97| < 168,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad |10,97| < 107,67 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1/f * l/v * \sigma_{eb} \quad |10,97| < 143,06 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

CORNIÈRE

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |10,97| < 103,13 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad |10,97| < 169,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad |10,97| < 146,88 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad |10,97| < 146,88 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad |10,97| < 73,26 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad |10,97| < 77,33 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad |10,97| < 85,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad |10,97| < 96,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$



REMARQUES

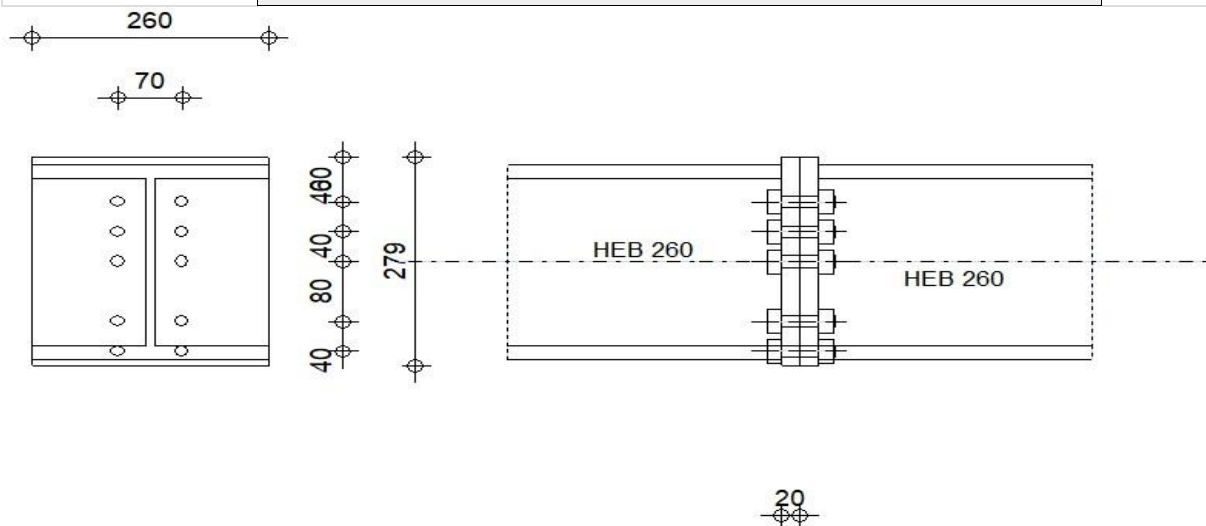
Longueur du grugeage trop faible.

$$64 \text{ [mm]} < 64 \text{ [mm]}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,20

➤ Poutre poutre :

	Robot Structural Analysis Professional 2023	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF P 22-430	



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage: Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 374
 Barres de la structure: 423, 447

GÉOMÉTRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: HEB 260
 Barre N°: 423

$\alpha = -180,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 260$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 260$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 18$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 118,44$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 14919,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER
 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: HEB 260
 Barre N°: 447

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 260$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 260$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 18$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 118,44$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 14919,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$$\sigma_{eb} = 235,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance}$$

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$$d = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Diamètre du boulon}$$

$$\text{Classe} = 8.8 \quad \text{Classe du boulon}$$

$$F_b = 69,08 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

$$n_h = 2 \quad \text{Nombre de colonnes des boulons}$$

$$n_v = 5 \quad \text{Nombre de rangées des boulons}$$

$$h_1 = 60 \text{ [mm]} \quad \text{Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about}$$

$$\text{Ecartement } e_i = 70;70 \text{ [mm]}$$

$$\text{Entraxe } p_i = 40;40;80;40 \text{ [mm]}$$

PLATINE

$$h_{pr} = 279 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la platine}$$

$$b_{pr} = 260 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur de la platine}$$

$$t_{pr} = 20 \text{ [mm]} \quad \text{Épaisseur de la platine}$$

$$\text{Matériau: } \text{ACIER}$$

$$\sigma_{ep} = 235,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance}$$

SOUDURES D'ANGLE

$$a_w = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Soudure âme}$$

$$a_f = 13 \text{ [mm]} \quad \text{Soudure semelle}$$

EFFORTS

$$\text{Cas: } 75: \text{ COMB6 } (1+2+3+4+5+6+15+69) * 1.35 + (7+8+9+10) * 1.50$$

$$M_y = 1,91 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant}$$

$$F_z = -3,18 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant}$$

$$F_x = -1033,60 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial}$$

RÉSULTATS

Boulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	20	30			14	32									
2	Centraux	20	30													40
3	Centraux	20	30													60

x = 89 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{b/e_a}$$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - MÉTHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	202	200,07	0,00	472,16	200,07	69,08	> -101,00	0,00
2	162	63,96	47,00	66,47	63,96	69,08	> -101,47	0,00
3	122	74,62	70,50	99,70	74,62	69,08	> -101,94	0,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

T₁ = 0,32 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 71,81 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant

[9.2.2.1]

T₁ ≤ T_b 0,32 < 71,81 **vérifié** (0,00)

VÉRIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 424,78$ [kN] Effort de compression

$F_{res} = 2 \cdot \sum F_i - N$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$N_{c adm} = 804,01$ [kN] Résistance de la section de la poutre

$N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$ $424,78 < 804,01$ **vérifié** (0,53)

DISTANCES DE CALCUL

Bo ulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	20	30			14	32									
2	Centraux	20	30													40
3	Centraux	20	30													60

$x = 89$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{b/e_a}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - MÉTHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	202	200,07	0,00	472,16	200,07	69,08	> -101,00	0,00
2	162	63,96	47,00	66,47	63,96	69,08	> -101,47	0,00
3	122	74,62	70,50	99,70	74,62	69,08	> -101,94	0,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$T_1 = 0,32$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 71,81$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

$T_1 = 0,32$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

Effort tranchant [9.2.2.1]

$T_1 \leq T_b$ $0,32 < 71,81$ **vérifié** (0,00)

VÉRIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 424,78$ [kN] Effort de compression $F_{res} = 2 * \sum F_i - N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2]

$N_{c adm} = 804,01$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$ $424,78 < 804,01$ **vérifié** (0,53)



REMARQUES

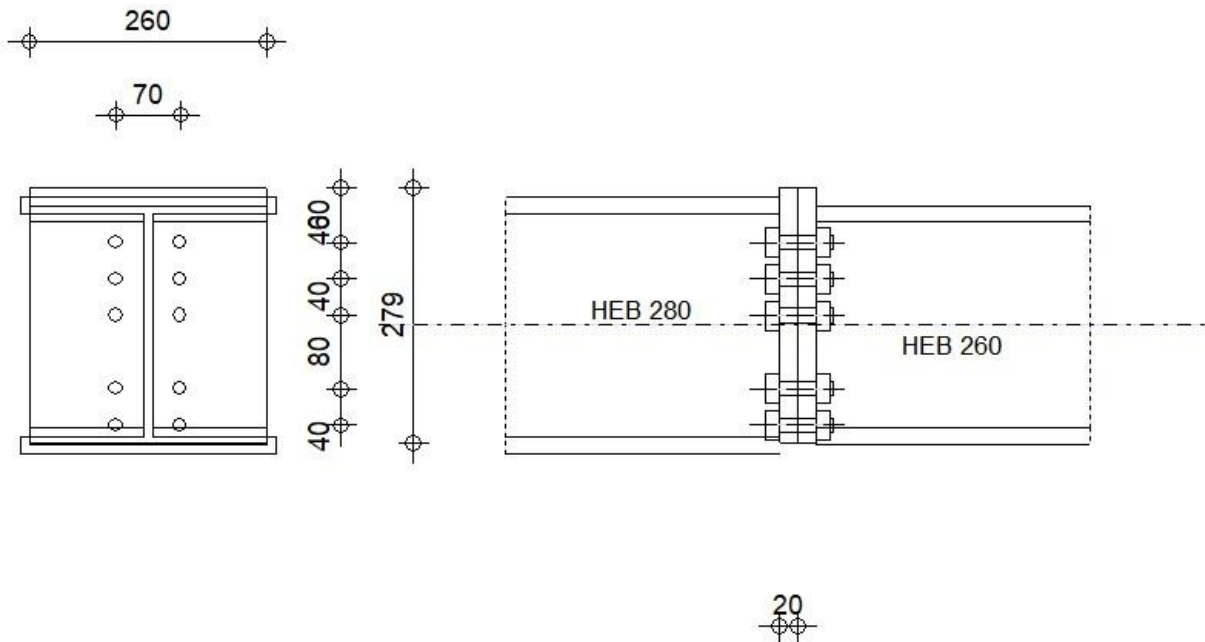
Entraxe des boulons trop faible. 40 [mm] < 54 [mm]

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. 7 [mm] < 24 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,53
--	-------	------

➤ **Poutre poutre :**

	Robot Structural Analysis Professional 2023	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF P 22-430	Ratio 0,61



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage: Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 201
 Barres de la structure: 198, 423

GÉOMÉTRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé:	HEB 280
Barre N°:	198
$\alpha =$	-180,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	280 [mm] Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb} =$	280 [mm] Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	10 [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	18 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	24 [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	131,36 [cm ²] Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	19270,30 [cm ⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: HEB 260
 Barre N°: 423
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 260$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 260$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 18$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 118,44$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 14919,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_b = 69,08$ [kN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 60$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70; 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 40; 40; 80; 40$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 279$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 260$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{epr} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 13$ [mm] Soudure semelle

EFFORTS

Cas: 75: COMB6 $(1+2+3+4+5+6+15+69) * 1.35 + (7+8+9+10) * 1.50$

$M_y = -21,16$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = -10,75$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = -996,14$ [kN] Effort axial

RÉSULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bo ulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	20	30			-25	-7									
2	Centraux	20	30													60
3	Centraux	20	30													60

$x = 89$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - MÉTHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	241	122,28	0,00	407,35	122,28	69,08	> -77,05	0,00
2	201	74,62	70,50	99,70	74,62	69,08	> -80,79	0,00
3	121	74,62	70,50	99,70	74,62	69,08	> -88,29	0,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

T₁ = 1,08 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 71,81 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant

[9.2.2.1]

T₁ ≤ T_b 1,08 < 71,81 **vérifié** (0,01)

VÉRIFICATION DE LA POUTRE

F_{res} = 503,87 [kN]

Effort de compression

F_{res} = 2*ΣF_i - N

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

N_{c adm} = 821,22 [kN]

Résistance de la section de la poutre

N_{cadm} = A_{bc}*σ_e + N*A_{bc}/A_b

F_{res} ≤ N_{c adm} 503,87 < 821,22 **vérifié** (0,61)

DISTANCES DE CALCUL

Bo ulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	20	30			-26	-8									
2	Centraux	20	30													60

Bo ulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
3	Centr aux	20	30													60

$$x = 93 \quad [\text{mm}] \quad \text{Zone comprimée}$$

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - MÉTHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	240	123,27	0,00	436,61	123,27	69,08	> -77,01	0,00
2	200	75,14	74,03	99,70	75,14	69,08	> -80,77	0,00
3	120	75,14	74,03	99,70	75,14	69,08	> -88,29	0,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$T_1 = 1,08 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 71,81 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement}$$

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 1,08 < 71,81 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

VÉRIFICATION DE LA POUTRE

$$F_{\text{res}} = 504,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Effort de compression}$$

$$F_{\text{res}} = 2 \cdot \sum F_i - N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$$N_{\text{cadm}} = 957,55 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de la section de la poutre}$$

$$N_{\text{cadm}} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$F_{res} \leq N_{c adm}$	$504,00 < 957,55$	vérifié	(0,53)
--------------------------	-------------------	----------------	--------

REMARQUES

- Entraxe des boulons trop faible. 40 [mm] < 54 [mm]
- Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. 7 [mm] < 24 [mm]
- Le type d'assemblage sélectionné ne peut être réalisé qu'avec les profilés identiques.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,61
--	--------------	-------------

Chapitre VII

Etude sismique

I. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude sismique de la structure, dans un premier temps, nous avons présenter les différentes étapes de l'analyse sismique, en commençant par le choix de la méthode de calcul appropriée pour évaluer les efforts sismiques. Puis, nous allons également aborder le choix du système de contreventement, qui joue un rôle crucial dans la résistance de la structure aux séismes.

II. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

• Méthodes utilisables

Selon le règlement parasismique algérien RPA 99/03, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes, à savoir :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

• Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Selon RPA99/03, la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié doit reprendre aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites dans le règlement (RPA 99/03) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : • tous groupes

Zone II : • groupe d'usage 3

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

- ✓ Remarque :Concernant la structure étudiée, la méthode statique équivalente est applicable.

• **Calcul de la force sismique totale**

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

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

- **Coefficient d'accélération de zone « A »**, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Voir tableau VII.1).

Tableau VII.1 Coefficient d'accélération de zone A (RPA99/03)

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

En se référant au RPA 99/03, pour une structure implantée en zone II (voir chapitre I) et dont le groupe d'usage est de catégorie 2, le coefficient A est égale à 0.15 (voir tableau VII.1).

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• T_2 période caractéristique associée à la catégorie du site (voir tableau VII.2):

Tableau VII.2 Valeurs de T_1 et T_2 (RPA99/03)

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

- : **facteur de correction d'amortissement « n »** donné par la formule :

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

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

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

Tableau VII.3 : valeurs de ξ % (RPA99/03)

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

Comme présenté en chapitre I, la structure étudiée est en poteaux-poutres (en portiques) avec remplissage en maçonnerie (dense), donc le pourcentage en amortissement critique est de 5%, en se référant à la formule ci-dessus, la valeur du facteur de correction d'amortissement (noté η) est de 1.

- **Calcul du facteur « D »**

Après calcul, les valeurs des périodes T_1 , T_2 et T sont de l'ordre de 0.15s, 0.50s et 0.82s, respectivement. En s'appuyant sur ces valeurs, on a $T_2 < T < 3.0s$; ce qui mène à l'application de la formule suivante :

$$D = \left\{ 2.5\eta \left(T_2 / T \right)^2 \right. \quad T_2 \leq T \leq 3.0s$$

A.N :

$$D = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{0.82} \right)^2 = 1.79$$

- **Coefficient de comportement global de la structure « R »**

En se référant au règlement RPA 99/03, pour une structure dont l'ossature est contreventée par palées triangulées en X et en acier ordinaire, la valeur de R est prise égale à 4.

- **Facteur de qualité « Q »**

Selon le règlement RPA 99/03, la valeur de Q est déterminée par la formule :

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

Dans le cas de la structure étudiée, la valeur de Q est donnée par $Q = 1.25$ (voir tableau VII.4)

Tableau suivant :

Tableau VII.4. valeurs des pénalités Pq

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

W : poids total de la structure,

Approximativement, le poids de la structure est estimé en fonction du poids de ses composants donnés dans le tableau ci-après.

Tableau VII.5. Poids des composants structuraux

Eléments	Poids (kg)
Les solives (IPE180)	4993.46
Les poutres principales (IPE270)	2921.93
Les escaliers	5450.31
La Console	233.1
Le Décrochement	61.66 (1 ^{er} plancher)
	46.24 (les autres planchers)
Plancher	113009.82
Murs	60538.06
Acrotère	13038.26

Calcul du poids avec les poteaux :

Tableau VII.6 : Poids des planchers avec poteaux

Planchers	Poids (KN)
Plancher 01	1932.07
Plancher 02	1910.59
Plancher 03	1910.59
Plancher 04	1901.41
Plancher 05	1901.41
Plancher 06	1901.41
Plancher 07	1901.41
Plancher 08	1901.41
Plancher 09	1901.41
Plancher 10	1892.42
Plancher 11	1892.42
Plancher 12	1892.42
Plancher 13	1892.42
Plancher 14	2647.28
Escalier	7085.40
WGI (TOTAL)	28087.27

Après calcul du poids de chacun des planchers, nous avons procédé à l'estimation du poids total de la structure en appliquant la formule suivante.

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{G_i} + B W_{Q_i}$$

A.N

$$\begin{aligned} W_{Q_i_1er \text{ plancher}} &= (279.22 \times 1.5) + (3.5 \times 4.84 \times 2) + (2.5 \times 19.21) \\ &= 472.61 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{Q_i_autres \text{ planchers}} &= (283.19 \times 1.5) + (3.5 \times 4.87 \times 2) + (2.5 \times 19.21) \\ &= 478.89 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{Q_i_total} &= [(283.19 \times 1.5) + (3.5 \times 4.87 \times 2) + (2.5 \times 19.2)] \times 12 + (279.22 \times 1.5) + (3.5 \times 4.87 \times 2) \\ &= 6 \ 220.29 \text{ KN} \end{aligned}$$

Donc :

$$W_i = 28087.27 + 0.2 \times 6220.29 = 29 \ 331.32 \text{ KN}$$

A.N

La valeur de la force sismique V est donnée par :

$$V = \frac{0.15 \times 1.79 \times 1.25}{4} \cdot 29331.32 = 2461.08 \text{ KN}$$

- Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Selon le règlement RPA99/03, la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

- Estimation de force concentrée F_t

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule:

$$F_T = 0.07 \times T \times V$$

A.N

$$F_T = 0.07 \times 0.82 \times 2461.08 = 141 \text{ KN}$$

- Distribution horizontale des forces sismiques

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

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Un récapitulatif des résultats obtenus est donné dans le tableau suivant :

Tableau VII.7 : Valeurs des efforts tranchants

Niveaux	W_i (KN)	H_i (m)	$W \cdot H_i$ (kN.m)	$W_j \cdot H_j$ (kN.m)	F_i (KN)	V_i (KN)
1	2026.57	3.77	7640.24	7640.24	1365.49	1365.49
2	2026.35	6.83	13703.43	18343.67	1679.58	3045.07
3	2006.37	9.89	19842.89	38186.56	1168.22	4213.36
4	1997.18	12.95	25954.26	64140.82	909.77	5123.13
5	1997.18	16.01	32065.63	96206.45	749.36	5872.49
6	1997.18	19.07	38177	134383.45	638.72	6511.21
7	1997.18	22.13	44288.37	178671.82	557.3	7068.51
8	1997.18	25.19	50399.74	229071.56	494.66	7563.17
9	1997.18	28.25	56511.11	285582.67	444.89	8008.06
10	1988.19	31.31	62594.97	348177.64	404.2	8412.26
11	1988.19	34.37	68678.83	416856.47	370.4	8782.66
12	1988.19	37.43	74762.69	491619.16	341.91	9124.57
13	1988.19	40.49	80846.55	572465.71	317.51	9442.08
14	2647.18	43.55	86930.41	659396.12	194.11	9636.19

III. Système de contreventement

Le contreventement regroupe toutes les mesures destinées à garantir la stabilité d'une construction face aux forces horizontales. Une structure correctement élaborée doit être en mesure de maintenir sa stabilité face à toute charge externe, y compris lors d'une action horizontale (séisme, vent...etc).

Choix du système de contreventement :

Tel que présenté ci-dessus, le système de contreventement de la structure étudiée est assuré par des palés triangulés en X (voir figure VII.1).

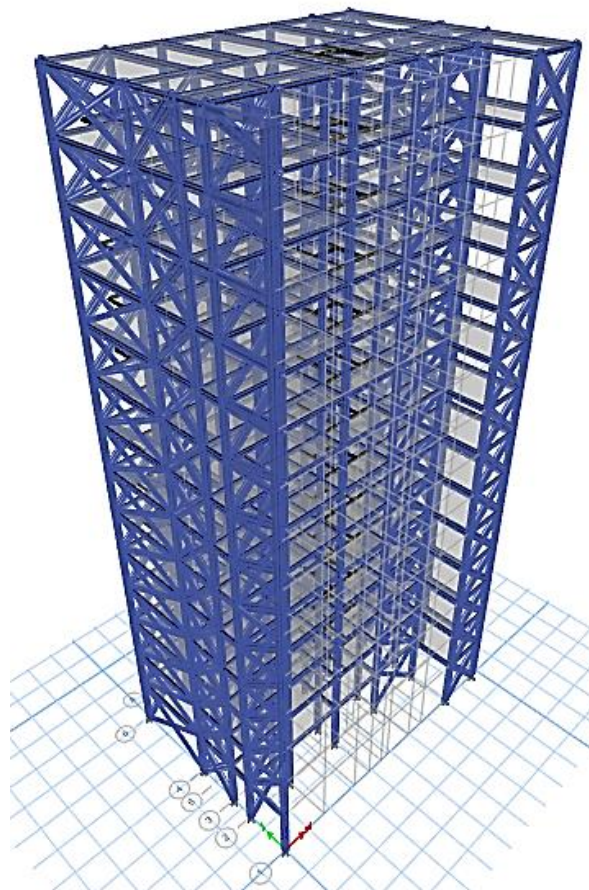


Figure VII.1: Présentation de la structure avec contreventement.

Estimation de la section des barres de contreventement

Dans cette partie, le calcul est mené pour le cas le plus défavorable.

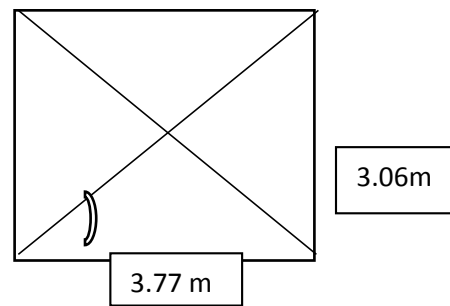


Figure VII.2 : le cas le plus défavorable de la structure étudiée

Calcul de l'angle d'inclinaison des barres

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3.77}{3.06} = 51.34^\circ$$

Estimation de l'effort

$$N_{sd} = \frac{f_i / N_{ctrv}}{\cos \alpha}$$

A.N

$$N_{sd} = \frac{1365.49/4}{\cos 51.34} = 546.46 \text{ KN}$$

Choix du profilé :

Les barres de contreventement doivent A la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{plRd} = A \cdot f_y / m_0$$

Estimation de la section de la barre

$$A = \frac{N_{sd} \times 1.1}{f_y} = \frac{546460 \times 1.1}{235} = 2557.85 \text{ mm}^2$$

$$A = 25.57 \text{ cm}^2$$

On opte pour IPE200

Du tableau des profilés, en compression pure et en considérant l'acier S235 comme matériau de confection, la section transversale de cet élément est de classe

1.

Tableau VII.8. : Caractéristique du profilé :

G(kg/m)	$I_Y(\text{cm}^4)$	$W_{ely}(\text{cm}^3)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	AVZ(cm^2)	$i_y(\text{cm})$	$i_z(\text{cm})$	$I_z(\text{cm}^4)$
22.4	1943	221	194	14	8.26	2.24	142
$W_{elz}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$	r(mm)	H(mm)	B(mm)	$T_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	A(cm^2)
28.5	44.6	12	200	100	5.6	8.5	28.5

- Les barres de contreventements seront en IPE 200 , et l'analyse se fera sur le logiciel ROBOT.

Remarque : On a appliqué une autre méthode c'est la spectrale modale dans le logiciel ROBOT.

Chapitre VIII Validation des calculs

I. Introduction

Ce chapitre est discrétisé en trois parties. Une brève description de l'outil de calcul Robot est donnée dans la première partie. Dans la seconde, les différentes étapes de modélisation de la structure étudiée sont présentées. Enfin, dans la dernière partie, une note de calcul globale récapitulant la validation de l'ensemble des éléments est donnée.

II. Méthode de travail

Dans cette partie, les différentes étapes de modélisation sont présentées.

1. Définir les unités de travail

- Avant toute chose, choisis les unités (métriques ou impériales).
- Menu : *Outils > Préférences de projet > Unités.*

2. Créer le modèle géométrique

- Modéliser la structure en 2D ou 3D

3. Définir les matériaux

- Sélectionner ou créer un matériau (béton, acier, bois...).
- Menu : *Définition > Matériaux.*
- Tu peux modifier les propriétés mécaniques (E , ν , ρ ...).

✓ Acier

- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- Masse volumique : 7850 Kg /m^3
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module de cisaillement : $G = E/(2(1+\nu))$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}$

✓ Béton

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

- La résistance à la compression a 28 jours : $f_c = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction a 28 jours est déduit de celle de compression par la relation :
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$
- La masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg /m}^3$

4. Définir les sections / profils

- Choisir les profils (IPE, HEA, Tubes, etc.) ou en créer des sections personnalisés (Soudées, variables, ...etc.).

5. Appliquer les liaisons (appuis)

- Définir les types d'appuis : (Appui simple, encastrement, ...etc.)

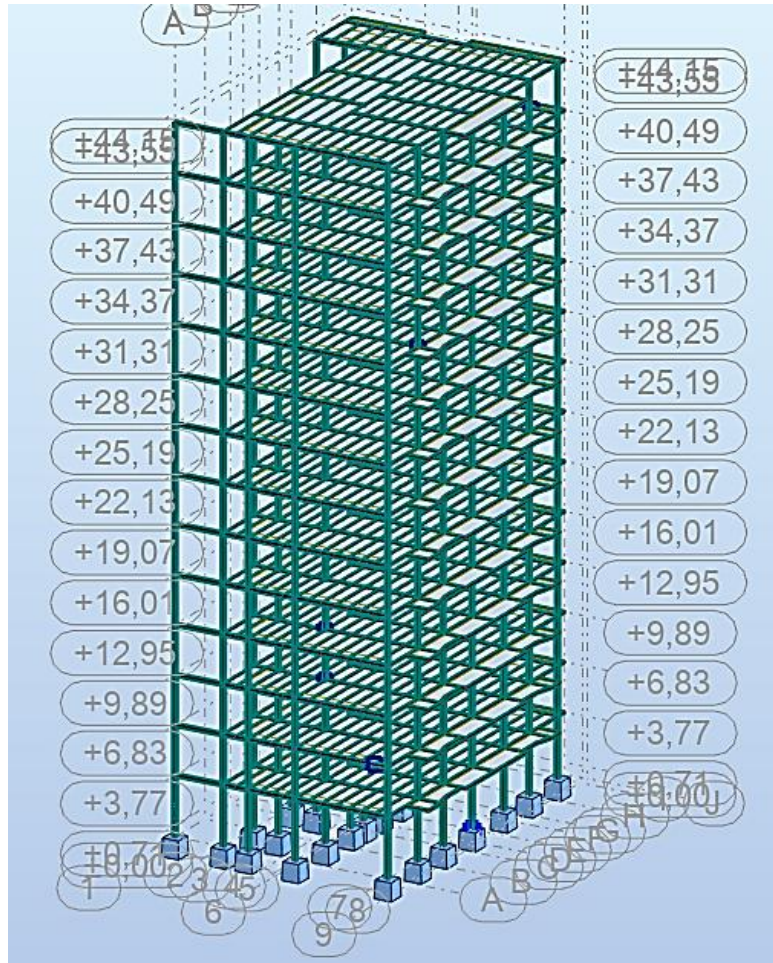


Figure VIII.1 : Vue en 3D

6. Définir et Appliquer les charges

- Charges ponctuelles, réparties, thermiques, charges de vent ou sismiques.
- Définir les cas de charges : *poids propre, charge d'exploitation, neige, vent...etc.*

7. Définir les combinaisons de charges

Dans le cas de cette étude, les combinaisons de charges (permanentes, exploitations et sismiques) sont définies manuellement dans le logiciel Robot.

- Regrouper les cas de charges selon les normes (ex : Eurocode, CM66, BAEL).

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
70 (C)	COMB1	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2)*1.35+8*1.50$
71 (C)	COMB2	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+5)*1.35+8*1.50$
72 (C)	COMB3	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3)*1.35+7*1.50$
73 (C)	COMB4	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3+4)*1.35+7*1.50$
74 (C)	COMB5	Combinaison lin	EFF	permanente	$6*1.35+9*1.50$
75 (C)	COMB6	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+2+3+4+5+6+15+69)*1.35+(7+8+9+10+102)*1$
76 (C)	COMB7	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+8)*1.00$
77 (C)	COMB8	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+5+8)*1.00$
78 (C)	COMB9	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+7)*1.00$
79 (C)	COMB10	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+4+7)*1.00$
80 (C)	COMB11	Combinaison lin	DEP	permanente	$(6+9)*1.00$
81 (C)	COMB12	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00$
82 (C) (CQC)	COMB13	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00+13$
83 (C) (CQC)	COMB14	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00+14$
84 (C) (CQC)	COMB15	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6+15)*0.80+13*1.00$
85 (C) (CQC)	COMB16	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+3+4+5+6+15)*0.80+14*1.00$
86 (C) (CQC)	COMB17	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2)*0.80+13*1.00$
87 (C) (CQC)	COMB18	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2)*0.80+14*1.00$
88 (C) (CQC)	COMB19	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+5)*0.80+13*1.00$
89 (C) (CQC)	COMB20	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+5)*0.80+14*1.00$
90 (C) (CQC)	COMB21	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3)*0.80+13*1.00$
91 (C) (CQC)	COMB22	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3)*0.80+14*1.00$
92 (C) (CQC)	COMB23	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+4)*0.80+13*1.00$
93 (C) (CQC)	COMB24	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+4)*0.80+14*1.00$
94 (C) (CQC)	COMB25	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+8+13)*1.00$
95 (C) (CQC)	COMB26	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+8+14)*1.00$
96 (C) (CQC)	COMB27	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+5+8+13)*1.00$
97 (C) (CQC)	COMB28	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+2+5+8+14)*1.00$
98 (C) (CQC)	COMB29	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+7+13)*1.00$
99 (C) (CQC)	COMB30	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+7+14)*1.00$
100 (C) (CQC)	COMB31	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+4+7+13)*1.00$
101 (C) (CQC)	COMB32	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+4+7+14)*1.00$
103 (C)	COMB33	Combinaison lin	EFF	permanente	$(1+3+4+69)*1.35+102*1.50$
104 (C)	COMB34	Combinaison lin	DEP	permanente	$(1+3+4+69+102)*1.00$

Figure VIII.2 : Combinaisons d'actions introduites.

8. Lancer l'analyse / le calcul

- **Lancer le calcul de la structure :**
 - Calcul des efforts internes (N, M, V).
 - Déformations, flèches, contraintes, réactions aux appuis.

9. Analyse des résultats

- Visualiser :
 - Les diagrammes d'efforts internes (N, Mz, Vy...),
 - Les déformations (flèches),
 - Les contraintes et vérification des limites.

- Accéder aux résultats détaillés pour chaque élément.

10. Vérification & optimisation

- Vérifier les sections (robot le fait souvent automatiquement).
- Optimiser si certaines parties sont surdimensionnées ou sous-dimensionnées.

III. Vérification des éléments

Dans cette partie, les éléments calculés dans les chapitres précédents (analytiquement) sont vérifiés et validés avec la méthode des éléments finis. Parmi ces éléments, nous pouvons citer :

a. Poutre principale intermédiaire terrasse

Seul l'effet des actions gravitaires (permanentes et exploitations) est considéré lors de la vérification de cet élément.

- ELU

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *1732 Poutre_1732* POINT: *3*

COORDONNEE: *x = 0.50 L = 0.83 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 70 COMB1 (1+2)*1.35+8*1.50*

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: **P P INT T**

ht=27.4 cm

bf=13.6 cm

Ay=33.18 cm²

Az=20.55 cm²

Ax=53.84 cm²

ea=0.8 cm I_y=6947.05 cm⁴ I_z=513.48 cm⁴ I_x=25.01 cm⁴
 es=1.2 cm W_{ely}=507.08 cm³ W_{elz}=75.51 cm³

CONTRAINTES: SigN = 0.00/53.84 = 0.00 MPa
 SigF_y = 2.61/507.08 = 5.15 MPa
 SigF_z = 0.00/75.51 = 0.01 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00 B=1.00 D=1.13 Sig D=105.05 MPa
 ID_{inf}=1.65 m C=1.00 kD=1.02

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*kF_y*SigF_y + kF_z*SigF_z = 0.00 + 1.02*1.00*5.15 + 1.00*0.01 = 5.28 < 235.00 MPa (3.731)

1.54*Tau_y = 1.54*0.00 = 0.00 < 235.00 MPa (1.313)

1.54*Tau_z = |1.54*-9.40| = |-14.48| < 235.00 MPa (1.313)

Profil correct !!!

Ce composant n'est pas vérifié au phénomène :

Flambement : car aucun effort axial n'est associé à la poutre.

Diversement : car la semelle supérieure est appuyée sur toute sa longueur, par contre, la semelle inférieure n'est pas exposée à un effort de compression.

- ELS

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EUROCODE 3

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1760 Poutre_1760 POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 3.45$ m

CHARGEMENTS:

Poutre secondaire inter T :

Cas de charge décisif: 70 COMB1 (1+2)*1.35+8*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: PT sEC INT T

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

$A_y = 14.56$ cm²

$I_y = 1316.96$ cm⁴

$W_{ely} = 146.33$ cm³

$A_z = 9.54$ cm²

$I_z = 100.85$ cm⁴

$W_{elz} = 22.16$ cm³

$A_x = 23.95$ cm²

$I_x = 4.81$ cm⁴

CONTRAINTES:

$$\text{SigF}_y = 0.29/146.33 = 1.99 \text{ MPa}$$

$$\text{SigF}_z = 0.00/22.16 = 0.00 \text{ MPa}$$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z=1.00

B=1.00

D=1.93

Sig D=77.40 MPa

lD_inf=3.45 m

C=1.00

kD=1.59

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$$kD * kFy * SigFy + kFz * SigFz = 1.59 * 1.00 * 1.99 + 1.00 * 0.00 = 3.17 < 235.00 \text{ MPa (3.731)}$$

$$1.54 * Tauy = 1.54 * 0.00 = 0.00 < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$$

$$1.54 * Tauz = |1.54 * -0.48| = |-0.74| < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$$

Profil correct !!!**b. Solives terrasse**

La vérification de la solive est effectuée en considérant l'effet des actions gravitaires (permanentes et exploitations).

- ELU

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *2089 Poutre_2089* POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 3.45 m*

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: *70 COMB1 (1+2)*1.35+8*1.50*

MATERIAU:ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: sol T**

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

Ay=14.56 cm²Iy=1316.96 cm⁴Wely=146.33 cm³Az=9.54 cm²Iz=100.85 cm⁴Welz=22.16 cm³Ax=23.95 cm²Ix=4.81 cm⁴**CONTRAINTES:** $\text{SigF}_y = 0.28/146.33 = 1.94$ MPa $\text{SigF}_z = 0.00/22.16 = 0.00$ MPa**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z=1.00

lD_inf=3.45 m

B=1.00

C=1.00

D=1.93

kD=1.59

Sig D=77.40 MPa

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION: $kD \cdot kF_y \cdot \text{SigF}_y + kF_z \cdot \text{SigF}_z = 1.59 \cdot 1.00 \cdot 1.94 + 1.00 \cdot 0.00 = 3.09 < 235.00$ MPa (3.731) $1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 0.00 = 0.00 < 235.00$ MPa (1.313) $1.54 \cdot \text{Tau}_z = |1.54 \cdot -0.54| = |-0.83| < 235.00$ MPa (1.313)**Profil correct !!!**

ea=0.8 cm

Az=20.55 cm²Iy=6947.05 cm⁴Ax=53.84 cm²Iz=513.48 cm⁴Ix=25.01 cm⁴

- ELS

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *2089 Poutre_2089* POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: *sol T*

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

Ay=14.56 cm²

Iy=1316.96 cm⁴

Wely=146.33 cm³

Az=9.54 cm²

Iz=100.85 cm⁴

Welz=22.16 cm³

Ax=23.95 cm²

Ix=4.81 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.7 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 76 COMB7 (1+2+8)*1.00

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.7 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 76 COMB7 (1+2+8)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

$$+ kFz * \text{SigFz} = 1.00 * 0.00 + 1.00 * 5.48 + 1.00 * 0.01 = 5.49 < 235.00 \text{ MPa (3.731)}$$

$$1.54 * \text{Tauy} = 1.54 * 0.00 = 0.00 < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$$

$$1.54 * \text{Tauz} = |1.54 * -2.51| = |-3.87| < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$$

Profil correct !!!

L'élément solive ne doit en aucun cas subir de déplacement dans le repère global, car, ces derniers sont engendrés essentiellement par des charges horizontales. Par contre, la vérification des déplacements dans le repère local est indispensable, car, ces déformés sont conséquences de l'action des charges gravitaires.

c. Poutres secondaire terrasse

La vérification de cet élément similaire à celle présentée ci-dessus (voir élément solive).

d. Poutres principales de rive terrasse

De plus des charges gravitaires présentées ci-dessus, les éléments (poutres) de rives sont sollicités par une charge supplémentaire (linéaire et uniforme) due à la présence de l'acrotère.

- ELU

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *1725 Poutre_1725* **POINT:** *3*

COORDONNEE: *x = 1.00 L = 3.20 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 71 COMB2 (1+2+5)*1.35+8*1.50*

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa


PARAMETRES DE LA SECTION: P P R I V T
 $ht=27.4 \text{ cm}$
 $bf=13.6 \text{ cm}$
 $ea=0.8 \text{ cm}$
 $es=1.2 \text{ cm}$
 $Ay=33.18 \text{ cm}^2$
 $Iy=6947.05 \text{ cm}^4$
 $Wely=507.08 \text{ cm}^3$
 $Az=20.55 \text{ cm}^2$
 $Iz=513.48 \text{ cm}^4$
 $Welz=75.51 \text{ cm}^3$
 $Ax=53.84 \text{ cm}^2$
 $Ix=25.01 \text{ cm}^4$
CONTRAINTES: $\text{SigN} = 0.00/53.84 = 0.00 \text{ MPa}$
 $\text{SigFy} = 2.78/507.08 = 5.48 \text{ MPa}$
 $\text{SigFz} = 0.00/75.51 = 0.01 \text{ MPa}$

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

- ELS

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

 NORME: *CM66*

 TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

 PIECE: *1725 Poutre_1725* POINT:

COORDONNEE:

**PARAMETRES DE LA SECTION: P P R I V T**

$$ht=27.4 \text{ cm}$$

$$bf=13.6 \text{ cm}$$

$$ea=0.8 \text{ cm}$$

$$es=1.2 \text{ cm}$$

$$Ay=33.18 \text{ cm}^2$$

$$Iy=6947.05 \text{ cm}^4$$

$$Wely=507.08 \text{ cm}^3$$

$$Az=20.55 \text{ cm}^2$$

$$Iz=513.48 \text{ cm}^4$$

$$Welz=75.51 \text{ cm}^3$$

$$Ax=53.84 \text{ cm}^2$$

$$Ix=25.01 \text{ cm}^4$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$uy = 0.0 \text{ cm} < uy \text{ max} = L/200.00 = 1.6 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 77 COMB8 (1+2+5+8)*1.00

$$uz = 0.0 \text{ cm} < uz \text{ max} = L/200.00 = 1.6 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 77 COMB8 (1+2+5+8)*1.00

**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$vx = 0.0 \text{ cm} < vx \text{ max} = L/150.00 = 2.1 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 77 COMB8 (1+2+5+8)*1.00

$$vy = 0.0 \text{ cm} < vy \text{ max} = L/150.00 = 2.1 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif: 77 COMB8 (1+2+5+8)*1.00

Profil correct !!!

Dans ce cas, les déplacements sont considérés pour les deux repères, car, une flexion de l'élément (dans le repère local) est jugée probable sous l'action des charges gravitaire, et, sous l'effet de l'action sismique, l'élément (poutre) est susceptible de se déplacé (dans le repère global) suite à l'oscillation de la structure.

e. Poutres principales de rives terrasse

- ELU

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *1755 Poutre_1755* POINT: *3*COORDONNEE: *x = 1.00 L = 3.45 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 71 COMB2 (1+2+5)*1.35+8*1.50*

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPaPARAMETRES DE LA SECTION: *PT sEC RIV t*

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

Ay=14.56 cm²Iy=1316.96 cm⁴Wely=146.33 cm³Az=9.54 cm²Iz=100.85 cm⁴Welz=22.16 cm³Ax=23.95 cm²Ix=4.81 cm⁴

CONTRAINTES:

 $\text{SigF}_y = 3.16/146.33 = 21.59$ MPa $\text{SigF}_z = 0.00/22.16 = 0.01$ MPa

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00

lD_inf=3.45 m

B=1.00

C=1.00

D=1.93

kD=1.59

Sig D=77.40 MPa

- ELS

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *1754 Poutre_1754* POINT:

COORDONNEE:

PARAMETRES DE LA SECTION: *PT sEC RIV t*

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

Ay=14.56 cm²Iy=1316.96 cm⁴Wely=146.33 cm³Az=9.54 cm²Iz=100.85 cm⁴Welz=22.16 cm³Ax=23.95 cm²Ix=4.81 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES

*Flèches (REPERE LOCAL):*

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.6 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 77 COMB8 (1+2+5+8)*1.00

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.6 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 77 COMB8 (1+2+5+8)*1.00*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé**Profil correct !!!*

f. Poutres principales intermédiaire du plancher à usage d'habitation

- ELU

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 38 Poutre_38 **POINT:** 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 72 COMB3 (1+3)*1.35+7*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: P P INT H

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

ea=0.7 cm

es=1.0 cm

$A_y = 27.54$ cm²

$I_y = 5789.78$ cm⁴

$W_{ely} = 428.87$ cm³

$A_z = 17.82$ cm²

$I_z = 419.87$ cm⁴

$W_{elz} = 62.20$ cm³

$A_x = 45.95$ cm²

$I_x = 16.02$ cm⁴

CONTRAINTES: $\text{SigN} = 0.00/45.95 = 0.00$ MPa

$\text{SigF}_y = 0.52/428.87 = 1.21$ MPa

$\text{SigF}_z = 0.00/62.20 = 0.05$ MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

Profil correct !!!

- ELS

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *39 Poutre_39*

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: P P INT H

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

ea=0.7 cm

es=1.0 cm

Ay=27.54 cm²Iy=5789.78 cm⁴Wely=428.87 cm³Az=17.82 cm²Iz=419.87 cm⁴Welz=62.20 cm³Ax=45.95 cm²Ix=16.02 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES

*Flèches (REPERE LOCAL):*

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.5 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 78 COMB9 (1+3+7)*1.00

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.5 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 78 COMB9 (1+3+7)*1.00*Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé**Profil correct !!!*

g. Solives du plancher à usage d'habitation

- ELU

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *90 Poutre_90*POINT: *1*COORDONNEE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 72 COMB3 (1+3)*1.35+7*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: sol H**

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

ea=0.5 cm

es=0.8 cm

$A_y = 14.56$ cm²

$I_y = 1316.96$ cm⁴

$W_{ely} = 146.33$ cm³

$A_z = 9.54$ cm²

$I_z = 100.85$ cm⁴

$W_{elz} = 22.16$ cm³

$A_x = 23.95$ cm²

$I_x = 4.81$ cm⁴

CONTRAINTES:

$\text{SigF}_y = 8.17/146.33 = 55.85$ MPa

$\text{SigF}_z = 0.00/22.16 = 0.00$ MPa

Profil correct !!!

- ELS

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 93 Poutre_93

POINT:

COORDONNEE:

**PARAMETRES DE LA SECTION: sol H**

ht=18.0 cm

bf=9.1 cm

$A_y = 14.56$ cm²

$A_z = 9.54$ cm²

$A_x = 23.95$ cm²

ea=0.5 cm I_y=1316.96 cm⁴ I_z=100.85 cm⁴ I_x=4.81 cm⁴
 es=0.8 cm W_{ely}=146.33 cm³ W_{elz}=22.16 cm³

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

u_y = 0.0 cm < u_y max = L/200.00 = 1.4 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 78 COMB9 (1+3+7)*1.00

u_z = 0.0 cm < u_z max = L/200.00 = 1.4 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 78 COMB9 (1+3+7)*1.00

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé

Profil correct !!!

h. Poutres de rives du plancher à usage d'habitation

Dans ce cas, les efforts à considérer sont la charge permanente (avec la prise en compte de la présence des murs en maçonnerie) et la surcharge d'exploitation.

- ELU

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 35 Poutre_35 **POINT:** 3 **COORDONNEE:** x = 0.20 L = 0.97 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 73 COMB4 (1+3+4)*1.35+7*1.50

MATERIAU:

ACIER f_y = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: P P RIV H**

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

ea=0.7 cm

es=1.0 cm

Ay=27.54 cm²Iy=5789.78 cm⁴Wely=428.87 cm³Az=17.82 cm²Iz=419.87 cm⁴Welz=62.20 cm³Ax=45.95 cm²Ix=16.02 cm⁴

CONTRAINTES: SigN = -0.00/45.95 = -0.00 MPa
 SigFy = 1.00/428.87 = 2.33 MPa
 SigFz = 0.00/62.20 = 0.02 MPa

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z=1.00

B=1.00

D=1.71

Sig D=63.47 MPa

lD_inf=4.85 m

C=1.00

kD=1.69

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*SigFy + SigFz = -0.00 + 1.69*2.33 + 0.02 = 3.96 < 235.00 MPa (3.731)

1.54*Tauy = 1.54*0.00 = 0.00 < 235.00 MPa (1.313)

1.54*Tauz = |1.54*-3.42| = |-5.27| < 235.00 MPa (1.313)

Profil correct !!!

- ELS

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *77 Poutre_77*

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: P P RIV H

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

ea=0.7 cm

es=1.0 cm

Ay=27.54 cm²

Iy=5789.78 cm⁴

Wely=428.87 cm³

Az=17.82 cm²

Iz=419.87 cm⁴

Welz=62.20 cm³

Ax=45.95 cm²

Ix=16.02 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.8 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 79 COMB10 (1+3+4+7)*1.00

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.8 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 79 COMB10 (1+3+4+7)*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

i. Poteaux

Tel que présenté ci-dessus, trois poteaux de sections différentes sont considérés dans ces vérifications.

- ELU

HEB280

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 1 Poteau_1

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 3.77$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 75 COMB6 $(1+2+3+4+5+6+15+69)*1.35+(7+8+9+10)*1.50$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION: HE 280 B

ht=28.0 cm

bf=28.0 cm

ea=1.1 cm

es=1.8 cm

 $A_y = 100.80$ cm² $I_y = 19270.30$ cm⁴ $W_{ely} = 1376.45$ cm³ $A_z = 29.40$ cm² $I_z = 6594.52$ cm⁴ $W_{elz} = 471.04$ cm³ $A_x = 131.36$ cm² $I_x = 144.25$ cm⁴CONTRAINTES: $\text{SigN} = 1386.73/131.36 = 105.57$ MPa $\text{SigF}_y = 0.69/1376.45 = 0.50$ MPa $\text{SigF}_z = 2.29/471.04 = 4.87$ MPa

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

 $L_y = 3.77$ m $L_{fy} = 1.89$ m $\text{Lambda}_y = 15.56$ $M_{uy} = 81.06$ $k_{ly} = 1.00$ $k_{Fy} = 1.02$ 

en z:

 $L_z = 3.77$ m $L_{fz} = 1.89$ m $\text{Lambda}_z = 26.60$ $M_{uz} = 27.74$ $k_{lz} = 1.01$ $k_{Fz} = 1.06$

FORMULES DE VERIFICATION:

$$k1 * \text{SigN} + kFy * \text{SigFy} + kFz * \text{SigFz} = 1.01 * 105.57 + 1.02 * 0.50 + 1.06 * 4.87 = 112.43 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tauy} = |1.54 * -0.10| = |-0.15| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 0.17 = 0.26 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!

HEB260

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 403 Poteau_403 **POINT:** 1

COORDONNEE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 75 COMB6 (1+2+3+4+5+6+15+69)*1.35+(7+8+9+10)*1.50*

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 260

ht=26.0 cm

bf=26.0 cm

ea=1.0 cm

es=1.8 cm

Ay=91.00 cm²

Iy=14919.40 cm⁴

Wely=1147.65 cm³

Az=26.00 cm²

Iz=5134.52 cm⁴

Welz=394.96 cm³

Ax=118.44 cm²

Ix=124.26 cm⁴

CONTRAINTES:

SigN = 1881.80/118.44 = 158.88 MPa

SigFy = 1.12/1147.65 = 0.98 MPa

$$\text{SigFz} = 2.08/394.96 = 5.28 \text{ MPa}$$


PARAMETRES DE DEVERSEMENT:
PARAMETRES DE FLAMBEMENT:


en y:



en z:

$$L_y = 3.06 \text{ m}$$

$$M_{uy} = 70.20$$

$$L_z = 3.06 \text{ m}$$

$$M_{uz} = 24.16$$

$$L_{fy} = 1.53 \text{ m}$$

$$k_{1y} = 1.00$$

$$L_{fz} = 1.53 \text{ m}$$

$$k_{1z} = 1.01$$

$$\text{Lambda } y = 13.63$$

$$k_{Fy} = 1.02$$

$$\text{Lambda } z = 23.24$$

$$k_{Fz} = 1.07$$

FORMULES DE VERIFICATION:

$$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.01 * 158.88 + 1.02 * 0.98 + 1.07 * 5.28 = 167.60 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = |1.54 * -0.15| = |-0.22| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 0.02 = 0.03 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!

HEB240
CALCUL DES STRUCTURES ACIER
NORME: *CM66*
TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*
FAMILLE:
PIECE: *1474 Poteau_1474*
POINT: *1*
COORDONNEE: *x =*
0.00 L = 0.00 m
CHARGEMENTS:
*Cas de charge décisif: 75 COMB6 (1+2+3+4+5+6+15+69)*1.35+(7+8+9+10)*1.50*

MATERIAU:ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 240**

ht=24.0 cm

bf=24.0 cm

ea=1.0 cm

es=1.7 cm

Ay=81.60 cm²Iy=11259.30 cm⁴Wely=938.27 cm³Az=24.00 cm²Iz=3922.66 cm⁴Welz=326.89 cm³Ax=105.99 cm²Ix=103.07 cm⁴**CONTRAINTES:** SigN = 133.04/105.99 = 12.55 MPa

SigFy = 0.13/938.27 = 0.14 MPa

SigFz = 4.72/326.89 = 14.43 MPa

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

Ly=3.06 m

Lfy=1.53 m

Lambda y=14.84

Muy=749.31

k1y=1.00

kFy=1.00

Lz=3.06 m

Lfz=1.53 m

Lambda z=25.15

Muz=261.05

k1z=1.00

kFz=1.01

FORMULES DE VERIFICATION:

$$k_1 \cdot \text{SigN} + k_{Fy} \cdot \text{SigFy} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.00 \cdot 12.55 + 1.00 \cdot 0.14 + 1.01 \cdot 14.43 = 27.22 < 235.00$$
 MPa (3.731)

$$1.54 \cdot \text{Tau}_y = |1.54 \cdot -0.38| = |-0.59| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 \cdot \text{Tau}_z = 1.54 \cdot 0.00 = 0.01 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$
Profil correct !!!

- ELS

HEB28

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *1 Poteau_1*

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: HE 280 B

ht=28.0 cm

bf=28.0 cm

ea=1.1 cm

es=1.8 cm

Ay=100.80 cm²Iy=19270.30 cm⁴Wely=1376.45 cm³Az=29.40 cm²Iz=6594.52 cm⁴Welz=471.04 cm³Ax=131.36 cm²Ix=144.25 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES

*Flèches (REPERE LOCAL):*

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.9 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.9 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00*Déplacements (REPERE GLOBAL):*

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.5 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.5 cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00*Profil correct !!!*

HEB260

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 403 Poteau_403 POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 260

ht=26.0 cm

bf=26.0 cm

ea=1.0 cm

es=1.8 cm

Ay=91.00 cm²Iy=14919.40 cm⁴Wely=1147.65 cm³Az=26.00 cm²Iz=5134.52 cm⁴Welz=394.96 cm³Ax=118.44 cm²Ix=124.26 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES

*Flèches (REPÈRE LOCAL):*

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.5 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.5 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00*Déplacements (REPÈRE GLOBAL):*

vx = 0.1 cm < vx max = L/150.00 = 2.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00***Profil correct !!!***

HEB240

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *1474 Poteau_1474*

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 240

ht=24.0 cm

bf=24.0 cm

ea=1.0 cm

es=1.7 cm

Ay=81.60 cm²Iy=11259.30 cm⁴Wely=938.27 cm³Az=24.00 cm²Iz=3922.66 cm⁴Welz=326.89 cm³Ax=105.99 cm²Ix=103.07 cm⁴

DEPLACEMENTS LIMITES

*Flèches (REPÈRE LOCAL):*

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.5 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 1.5 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00*Déplacements (REPÈRE GLOBAL):*

vx = 0.2 cm < vx max = L/150.00 = 2.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00

vy = 0.1 cm < vy max = L/150.00 = 2.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 81 COMB12 (1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+15+69+102)*1.00*Profil correct !!!*

Conclusion :

À l'issue de ce travail, nous avons aboutis aux résultats suivants :

Les sections des éléments poutres (principales, secondaires et solives) sont validées avec succès, par contre, les sections des éléments poteaux ne sont pas vérifiées et ont été modifiées a

RDC ,R₊₁ ,R₊₂ :HEB240

R₊₃ ,R₊₄ ,R₊₅ R₊₆ ,R₊₇ ,R₊₈ :HEB260

R₊₉ ,R₊₁₀ ,R₊₁₁ R₊₁₂ ,R₊₁₃ :HEB280

Partie B

CHAPITRE I

Généralités sur les séismes

Introduction

Dans ce travail de fin d'étude, le comportement des structures métalliques est étudié sous l'effet d'une excitation de type sismique. Pour ce faire, des généralités liées à cette catastrophe naturelle imprévisible sont données dans cette première partie du mémoire.

Ce chapitre se divise en deux sections majeures. La première, présente une rétrospective sur les séismes, suivie de quelques observations concernant les dégâts suite au séisme de Boumerdes (21/05/2003) et celui d'El Asnam (10/10/1980). La seconde, montre une description grossière de leurs conséquences sur les structures en béton armé et métallique.

I.1 Généralités sur Les Séismes

Le tremblement de terre est une secousse plus ou moins violente du sol, due le plus souvent à la rupture d'une faille, activée par les lents mouvements tectoniques qui animent en permanence la croûte terrestre (A.Seghir). Cette rupture émet des ondes qui, en se propageant, engendrent des secousses à composantes horizontale et verticale. L'intensité des secousses verticales est en général plus faible que celle des secousses horizontales. Selon (A. Seghir). Les vibrations verticales sont importantes près de l'épicentre du séisme, qui est le point de la surface terrestre à la verticale du « foyer », où la rupture de la faille a été déclenchée (voir figure 1). Ainsi, on remarque que l'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre.

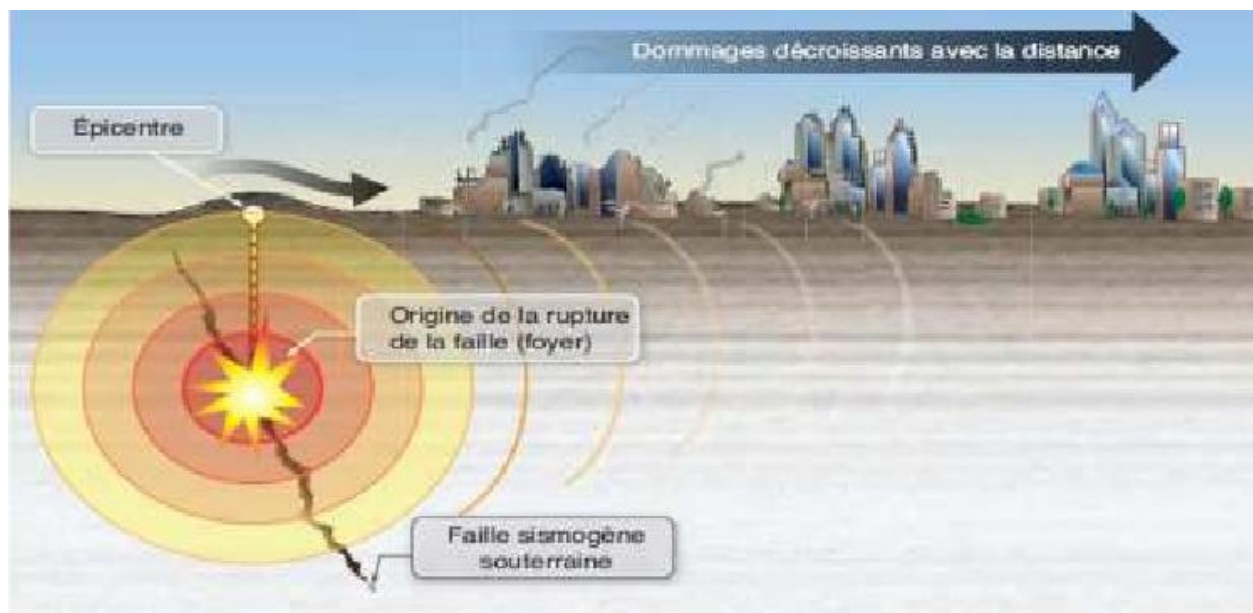


Figure I.1 Épicentre et foyer d'un séisme [A.Seghir]

I.2 Historique des séismes en Algérie

L'Algérie est à la limite de deux grandes plaques tectoniques (Eurasienne et Africaine). Elle est donc sujette à des secousses telluriques plus ou moins violentes. Le patrimoine immobilier du pays doit, par conséquent, être en adéquation avec le danger persistant liée aux tremblements de terre. Certains auteurs [I. Belayadi¹, M. Bezzeghoud^{2,3}, A. Nadji¹, J. Fontiela] qui se sont intéressés à l'histoire de la sismicité dans notre pays, ont permis la réalisation de plusieurs catalogues, Rothé(1955), Roussel(1967), Benhallou (1985), Mokrane et al.(1994), Benouar (1997) et Boudiaf (1996). Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la région nord du pays c'est à dire dans la bande comprise entre la région littorale et la région de la flexure Sud-Atlasique. D'autres part, ces catalogues indiquent que plusieurs séismes importants se sont produits : Alger (1716), Oran (1790), Blida (1825), Tenès (1890)...etc. Ils peuvent être résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau I.1 : Récapitulatif des séismes survenus en Algérie depuis 655 ans [CRAAG]

Lieu	Année	Magnitude/Intensité	Décès	Observations
Alger	1365	Sup à VIII		Destruction complète de la ville d'Alger avec inondation d'une partie de la ville
Alger	1716	Sup à VIII	20 000	
Alger	1722	Sup à VIII		
Cherchel	1735	Sup à VIII		
Hadjout	1756	Sup à VIII		
Oran	1790	Sup à VIII		
Koléa	1802	Sup à VIII		
Cherchell	1847	Sup à VIII		
Mitidja	1865	Sup à VIII		
Gouraia	1891	7.5		Destructeur, dégâts importants : Gouraya et ville bourg ont été complètement détruites
Aumale	1910	6.4		
Tenes	1922	5.9		
Berhoum	1946	5.6		
Bouira	1946	5.6		
Chlef	1954	6.7	1 000	
Ain Tagrouit	1963	5.6		
M'sila	1965	5.5		
Chlef	1980	7.5	5 000	
Canstantine	1985	5.7		
Hadjout	1986	5.6		
Chenoua (Tipaza)	1989	6	70	Dégats important à sidi moussa et nadour
Médéa	1990-1996	5 à 6		
Mascara	1994	5.6		
Alger	1996	VII/5.7		
Ain Timouchent	1999	5.8		Dégâts importants : Ain Tolba, Ain Timouchent, Ain Kihal et Sidi Ben Adda
Beni Ouartilane	2000	VII/5.4	2	Des dégâts matériels .des fissurations superficielles des maisons .
Boumerdes	2003	X / 6.8	2277	100 000 habitations sinistrées
Mila	2020	4.9 et 4.5		Dégâts importants
Béjaia	1960	5.6	264	1000 maisons détruites .112 blessées.
Msila	1960	VIII/5.5	5	1300 maisons détruites

Zemmouri	2003	X/6.8	2278	Plusieurs milliers de blessés .et 2278 morts.
----------	------	-------	------	---

Selon (Beldjoudi (2011)), parmi tous ces séismes, seules deux ont été identifiées par les autorités algériennes comme majeures (El Asnam et Boumerdes). Dans les figures I.2 et i.3, l'étendu de la catastrophe est montrée par la destruction totale d'immeuble.



Figure I. 2. Séisme de 1980 d'El Asnam
[CSI(2005)]

Figure I. 3. Séisme de mai 2003 à Boumerdes
[CSI (2005)]



I.3 Les effets du séisme sur le bâti existant

Suite à un tremblement de terre, divers phénomènes naturels peuvent se produire et induire des désordres plus ou moins importants, sur le patrimoine immobilier. Dans ce qui suit, une distinction est apportée sur les dégâts occasionnés sur les structures en béton armé et métallique.

I.3. 1 Les effets du séisme sur les structures en béton armé

La liquéfaction : Les séismes sont à l'origine de la plupart des désordres liés à la liquéfaction des sols. En effet, ce phénomène induit une perte de résistance totale du sol, le rendant de consistance 'liquide => liquéfié'. Cependant, ce dernier est directement lié une excitation dynamique, tels qu'un tremblement de terre (voir la figure 4).

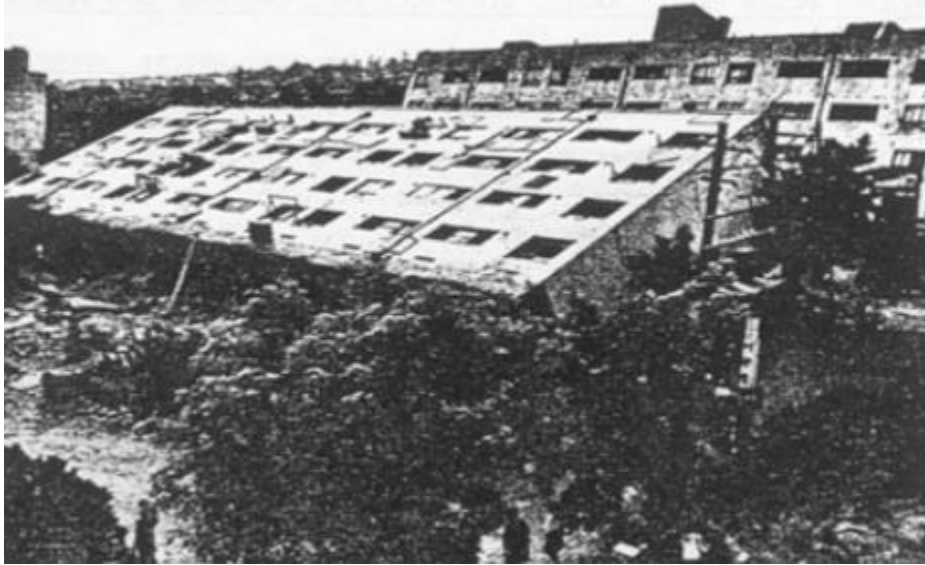


Figure I. 4. La liquéfaction du sol entraîne le renversement des bâtiments [Plumier & Degee 2011]

- **Le tassement** : Les sables secs exposés à des vibrations peuvent connaître des compactages significatifs. Qu'ils soient différentiels ou pas, ils peuvent être assez important pour rendre une construction hors d'usage. (voir la figure 5)



Figure I. 5. Effet du tassement de terrain sur la stabilité des constructions (Vincens & Labbe 2002).

Mouvement de terrain : Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origines et de formes très diverses: glissements de terrain, effondrements de cavités souterraines, éboulements, chutes de blocs rocheux, coulées de boue... Tous ces phénomènes peuvent être liés au passage d'une onde sismique.



Figure I. 6. Glissement de terrain [Carreno 2010]

- **Les effets de résonance :** La résonance sismique est un phénomène où les vibrations sismiques amplifient les mouvements d'une structure lorsqu'il y a correspondance entre la fréquence des ondes sismiques et la fréquence naturelle de la structure. Cela peut entraîner des dommages importants, notamment dans les bâtiments et ponts mal conçus. Pour limiter les risques, les ingénieurs doivent concevoir des structures capables de résister à ces fréquences critiques. (figure I.7)



Figure I. 7. Illustration du phénomène de résonance [Guéguen 2009].

I.3. 2 Les effets des séismes sur les structures métalliques

Grâce aux propriétés de l'acier (sa ductilité, son excellent compromis résistance mécanique et sa résistance aux efforts alternés...), la conception parasismique de bâtiments en acier est la réponse la plus adaptée pour résister aux secousses sismiques sans risquer l'effondrement. L'acier permet au bâtiment d'être très résistant, tout en ayant la capacité à se déformer pour absorber les secousses sans se briser. C'est ce qui explique que lors des séismes, les bâtiments métalliques sont ceux qui résistent le mieux [Article OTUA]

Déformation plastique : En cas de séisme, les forces sismiques sont susceptibles d'entraîner des déformations plastiques au niveau des composants métalliques tels que les poutres, colonnes ...etc. Le métal a la possibilité de se courber et de se déformer, ce qui diminue la charge supportable par la structure.

- **Vibrations et résonance :** Les séismes peuvent générer des vibrations qui entraînent des phénomènes de résonance au sein des structures métalliques.
- **Formation de fissures dans les soudures :** Les soudures des composants métalliques peuvent constituer des points vulnérables en cas de tremblement de terre. Les forces

sismiques peuvent occasionner des fissures dans les soudures, ce qui risque de causer la défaillance de la structure, notamment si la qualité des soudures n'est pas dans les normes.

- **Dérive latérale et instabilité :** Les tremblements de terre peuvent entraîner des déplacements latéraux significatifs, engendrant une dérive horizontale au sein de la structure métallique. Si la configuration n'est pas élaborée pour supporter ces contraintes, cela peut conduire à un affaissement, une torsion ou même la chute partielle de la structure.
- **Impact sur les liaisons et les supports :** Les éléments d'assemblage et les liaisons dans les constructions métalliques (tels que les boulons et les rivets) peuvent être exposés à de fortes contraintes de cisaillement et de tension. Si ces points de liaison ne sont pas prévus pour résister aux secousses sismiques, ils risquent de se désolidariser ou de se déformer, ce qui pourrait provoquer des affaiblissements dans la structure.
- **Fatigue du matériau :** Les secousses répétées d'un tremblement de terre peuvent induire un phénomène de fatigue du matériau métallique. Ce processus peut entraîner des fissures microscopiques qui se propagent avec le temps, affaiblissant progressivement la structure. Cela peut causer des défaillances inattendues, même si la structure semblait initialement résistante.

Domages sur les éléments non porteurs : En plus des dommages sur les éléments porteurs, les structures métalliques peuvent également subir des dommages sur des composants non porteurs tels que : les revêtements métalliques, les panneaux, et autres éléments décoratifs ou protecteurs. Bien que ces éléments ne compromettent pas directement la stabilité de la structure, leurs défaillances peut entraîner des risques supplémentaires; objets tombants, risques pour les occupants et les passants.

Chapitre II

Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures

Introduction

La vulnérabilité indique la probabilité qu'un bâtiment subisse ou dépasse un certain niveau de dégât ou de dommages. Ces dommages peuvent être structurels (matériaux de mauvaise qualité, mauvaise conception...), naturels (séisme, explosion, vents fort (cyclones), glissements de terrains, inondations...) ou même humains (erreurs de conception, modifications structurelles non règlementaires...). Dans ce qui suit, nous allons aborder le cas de la vulnérabilité des structures face à une excitation sismique.

II.1 Présentation des méthodes d'inspection

Il existe une variété de méthodes abordant la vulnérabilité des bâtiments face aux séismes. Globalement, ces méthodes peuvent être classées en deux catégories distinctes mais souvent complémentaires, à savoir : Qualitatives et Quantitatives.

II.1.1 Méthodes qualitatives

Ce sont des méthodes simplifiées qui présentent un intérêt pour la mise en œuvre d'évaluations aux échelles bâtiments et urbaines. Selon (Mammar et al.), les méthodes existantes les plus utilisées dans la bibliographie sont au nombre de 13, (Américaines, européennes, japonaises...). Elles couplent des analyses de documents existants ainsi que des diagnostics visuels au retour d'expérience. C'est pourquoi elles ont été élaborées dans des pays à sismicité élevée.

Parmi ces méthodes, on retrouve des méthodes globales (à l'échelle urbaine) et des méthodes locales (à l'échelle d'une structure):

La méthode de VULNERALP : Cette méthode a été élaborée par le LCPC/LGIT (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées/Laboratoire de Géophysique Interne et Tectonophysique de l'université Joseph Fourier-Observatoire de Grenoble). Il s'agit de mettre en œuvre différents niveaux d'analyse de plus en plus précis et impliquant une mobilisation progressive des moyens. Cette méthode est utilisée dans le cadre de la prévention des risques sismiques.

A l'heure actuelle, 4 niveaux d'analyse ont été développés, comme indiqué sur les tableaux ci-dessous :

Niveau 0

Champ d'application	Typologies de bâtiments	Données d'entrée	Technicité	Temps	Coût	Simplicité	Types de résultats	Facteurs de vulnérabilité	Validation scientifique
* U	* * *	***	***	***	***	* * *	* * * I / D / M	*	* *

Niveau 1.0

Champ d'application	Typologies de bâtiments	Données d'entrée	Technicité	Temps	Coût	Simplicité	Types de résultats	Facteurs de vulnérabilité	Validation scientifique
* U	* * *	***	***	***	***	* * *	* * * I / D / M	*	* *

Niveau 1.1

Champ d'application	Typologies de bâtiments	Données d'entrée	Technicité	Temps	Coût	Simplicité	Types de résultats	Facteurs de vulnérabilité	Validation scientifique
* U	* * *	**	**	**	***	* * *	* * * I / D / M	**	**

Niveau 2.0

Champ d'application	Typologies de bâtiments	Données d'entrée	Technicité	Temps	Coût	Simplicité	Types de résultats	Facteurs de vulnérabilité	Validation scientifique
* U	* * *	*	*	*	*	**	* * * I / D / M	**	**

Les notations U : pour Urbain, I/D/M pour respectivement : Individuel/ Diagnostique/ Macro, sont utilisés dans le quatre tableaux présentés.

N.B : Les dix critères définis pour caractériser et examiner les niveaux d'analyse de la vulnérabilité sont les suivants :

Champ d'application	U : échelle urbaine	B : Echelle d'un bâtiment	
Typologies de bâtiments	* une typologie de bâtiment	**Quelques bâtiments	*** tous les bâtiments
Données d'entrée	* nombreux documents et études	**quelques documents	*** Aucun document
Technicité requise	*Ingénieur-expert	** technicien	***sans connaissance particulière
Temps nécessaire	*supérieur à demi-journée	**entre 1h et ½ journée	***Inf à 1h
Coût	* sup à 600 €	**entre 200et600 €	***Inf à 200 €
Simplicité	* peu didactique ni synthétique	** didactique et pas synthétique <u>ou</u> synthétique mais pas didactique	*** didactique et synthétique
Types de résultats	*Un seul type de résultat	** 2 types de résultats	***Si présence d'incertitudes chiffrées
	I :Indice de vulérabilité, Q :qualification, D :Resultats en termes de dommages, M : Marge d'erreurs (incertitudes chiffrées)		
Facteurs de vulnérabilité	*Peu de facteurs pris en compte	**Quantité intermédiaire de facteurs	***Principaux facteurs pris en compte
Validation Scientifique	*Non justifié et non validé	**Justifié et non validé	**justifié et validé

La méthode FEMA-154 : Elle est proposée par la U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA) et connue également sous le nom d'ATC-21. C'est une méthode rapide d'évaluation de la vulnérabilité destinée à sélectionner les bâtiments présentant à priori un risque inacceptable.

L'analyse critique est synthétisée dans le tableau ci-dessous :

Champ d'application	Typologies de bâtiments	Données d'entrée	Technicité	Temps	Coût	Simplicité	Types de résultats	Facteurs de vulnérabilité	Validation scientifique
* U	**	**	**	***	***	***	** I / D	**	**

La méthode CETE Méditerranée : C'est une méthode française qualitative, semi quantitatives de diagnostic rapide à l'échelle d'un patrimoine immobilier. Elle utilise une fiche standardisée de notations, pour des bâtiments publics ou courants afin d'évaluer une vulnérabilité globale pour la gestion du risque sismique.

La méthode de ZACEK 1993 : Cette méthode est rédigée par Milan Zacek en 1993 ; son but est d'identifier les constructions potentiellement dangereuses. Elle permet pour un bâtiment donné de définir le niveau de dommages attendu (modérés, importants ou graves) en fonction de l'intensité du séisme attendu (faible, moyenne, forte). L'analyse critique est synthétisée dans le tableau ci-dessous :

Champ d'application	Typologies de bâtiments	Données d'entrée	Technicité	Temps	Coût	Simplicité	Types de résultats	Facteurs de vulnérabilité	Validation scientifique
* B	***	**	***	***	***	***	** Q / D	*	*

La méthode japonaise : Le Japon fut en 1977 le premier pays à publier une méthode normalisée pour la réévaluation sismique des bâtiments existants. Cette norme a été mise à jour en 1990 et 2001 pour tenir compte des derniers développements scientifiques. Cette méthode a été développée pour les bâtiments courants, en béton armé, de faible hauteur. Les autres techniques de constructions (maçonnerie, bois, acier, etc.) ainsi que les bâtiments en béton armé de grande hauteur sont exclus du champ d'application de la méthode.

L'analyse critique peut-être symbolisée de la manière suivante :

Champ d'application	Typologies de bâtiments	Données d'entrée	Technicité	Temps	Coût	Simplicité	Types de résultats	Facteurs de vulnérabilité	Validation scientifique
*	*	*	*	*	*	**	*	***	***
B							I		

Inconvénients des méthodes qualitatives

- Certaines méthodes oublient des critères tels que : le champ d'application, typologie de bâtiment, technicité requise ... D'autres les recensent mais ne s'en servent pas pour déterminer l'indice de vulnérabilité ou le taux de dommages.
- Peu de méthodes vont jusqu'à la définition d'incertitudes associées au niveau de dommages ou à l'indice de vulnérabilité déterminé. Cette donnée est pourtant fondamentale pour permettre un regard critique des acteurs locaux sur les résultats obtenus.
- Certaines méthodes comme la Méthode du CETE Méditerranée, ne fournissent pas d'appréciation sur la nécessité de réaliser une étude approfondie. La connaissance de l'année de construction de l'ouvrage et un examen visuel extérieur suffisent.

II.1.2 Méthodes quantitatives

Les méthodes quantitatives nécessitent d'apprécier le comportement mécanique de chaque ouvrage. Plusieurs types de méthodes sont utilisés, en fonction de la typologie structurale, mais aussi des objectifs recherchés. Parmi les méthodes les plus courantes, on peut citer :

- Les méthodes d'analyse linéaires souvent préconisées par les codes parasismiques (analyse en forces latérales ou analyses modales avec utilisation d'un spectre de réponse);
- Les méthodes non linéaires (analyses statiques non linéaires en poussée progressive ou analyses dynamiques temporelles non linéaires avec utilisation d'accélérogrammes) ;

L'objectif étant d'estimer le niveau de dommages de la structure sous sollicitation sismique. Ainsi, dans ce travail de recherche, nous retiendront la méthode non linéaire en poussée progressive.

II.2 Présentation de la méthode statique non linéaire "Push-over"

C'est une méthode d'analyse qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant. L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée force statique équivalente. A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini.

II.2.1 Principe de la méthode statique non linéaire (Push-over) : L'analyse Push-over consiste à appliquer des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que des modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Selon (Louzai,2016) La figure 1 montre graphiquement la procédure. Le déplacement du sommet est représenté en fonction de la force sismique (effort tranchant à la base).

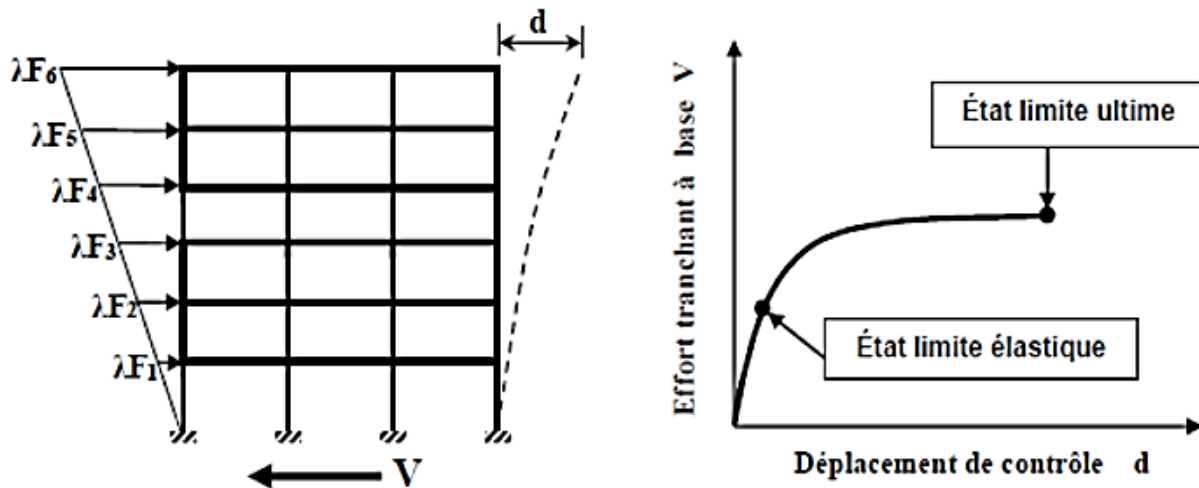


Figure II.1 : Courbe de capacité statique d'une structure [Louzai, 2016]

II.2.2 But de la méthode Push-over : Son but est de décrire le comportement structural en évaluant les paramètres : sollicitations et déplacements de la structure, dans les éléments de la structure, à savoir :

- ✓ Estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- ✓ Identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont excessives.
- ✓ Détermination des sollicitations réelles sur les zones fragiles telles que la zone nodale.

II.2.3 Etapes de la méthode Push-over :

Étape 1 : la structure est supposée soumise à des charges gravitationnelles constantes. Ces charges comprennent, les charges permanentes et une partie des charges d'exploitation.

Étape 2 : Une nouvelle application de charge latérale (triangulaire, uniforme, ...) est effectuée en déterminant les charges latérales équivalentes qui symbolisent les forces d'inertie causées par la composante horizontale des sollicitations sismiques.

Étape 3 : On définit un mouvement cible, ce dernier étant sélectionné de manière aléatoire, tant qu'il reste représentatif de la déformation de la structure.

Étape 4 : En intensifiant les efforts latéraux lors de l'analyse, les rotules plastiques commencent à apparaître graduellement. Ces rotules (plastifications) sont le résultat de l'évolution des mécanismes plastiques et la détérioration progressive de la structure.

II.2.4 Estimation des dommages : La quantification de la vulnérabilité des structures est directement liée à l'estimation des dommages survenue sur la bâtisse. Ces dommages sont traités sous deux aspects : Global et Local.

II.2.4. 1 Estimation des dommages selon une échelle globale

Le niveau d'endommagement de la structure est étudié selon sa courbe de capacité. Pour ce faire, il y a lieu de tenir compte d'un chargement appliqué à la structure. Ce dernier, peut-être de forme triangulaire, uniforme ou même multi modale.

✓ **Chargement appliqué** : Plusieurs auteurs ont proposé des distributions adaptables de chargement, pour prendre en compte la variation de la distribution verticale des forces d'inertie pendant le mouvement sismique. Certaines méthodes proposent des charges proportionnelles aux déplacements latéraux sur chaque incrément. Selon Louzai,[2016] , malgré les recherches, il n'existe pas encore une distribution unique adaptable plus avantageuse pour tous les systèmes structuraux. En général, l'emploi des distributions adaptables est nécessaire pour des bâtiments de période fondamentale longue avec des mécanismes de plastification localisés. Dans des études récentes réalisées par Mwafy et Elnashai ; il est montré que la distribution triangulaire inversée donne une très bonne estimation des déplacements inter-étages ainsi que du facteur de comportement R comparée aux distributions uniforme et multi-modales.

N.B : Le chargement triangulaire inversé est le type de chargement sismique retenu dans notre travail.

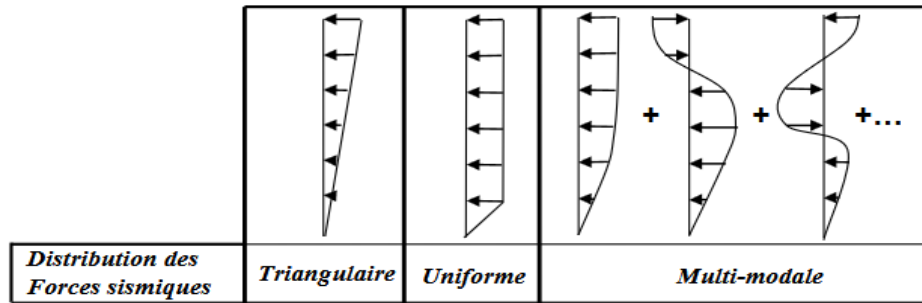


Figure II. 2: Distributions verticales des forces sismiques horizontales [Louzai, 2016].

✓ **Courbe de capacité :** Elle représente d'une manière graphique le comportement d'un bâtiment soumis à une sollicitation horizontale statique (figure II. 3) La méthode du spectre de capacité a vu le jour vers la fin des années 70 (FREEMAN, 1975 ; FREEMAN, 1978), puis a pris de l'essor au milieu des années 90 (ATC 40, 1996 ; CHOPRA, 1999 ; MAHANEY, 1993 ; PARET, 1996). De nos jours, cette méthode est toujours applicable de par sa simplicité et son diagnostic de la vulnérabilité rapide et efficace.

Le déplacement d'une structure est représenté en fonction de la force sismique. Cette courbe indique donc le comportement de la structure face à n'importe quelle sollicitation horizontale, indépendamment de son intensité. Le déplacement de la structure augmente avec la force, jusqu'au moment où celle-ci perd complètement sa capacité de résistance.

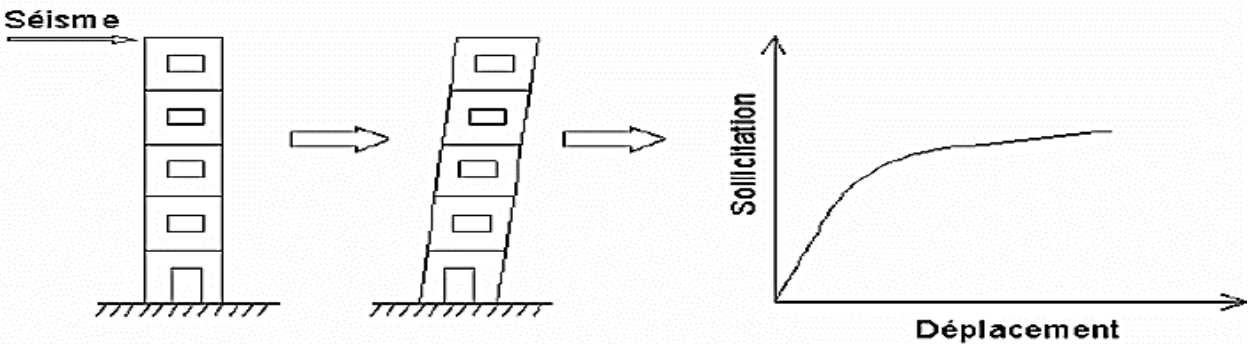


Figure II. 3 : Comportement d'un bâtiment soumis à une sollicitation horizontale statique [A.Kahil]

Deux points sont nécessaires pour une caractérisation simplifiée de la courbe de capacité : le point A, qui représente l'entrée dans le domaine post-élastique, et le point B qui, représente la perte totale de la capacité de résistance de la structure (figure II. 4).

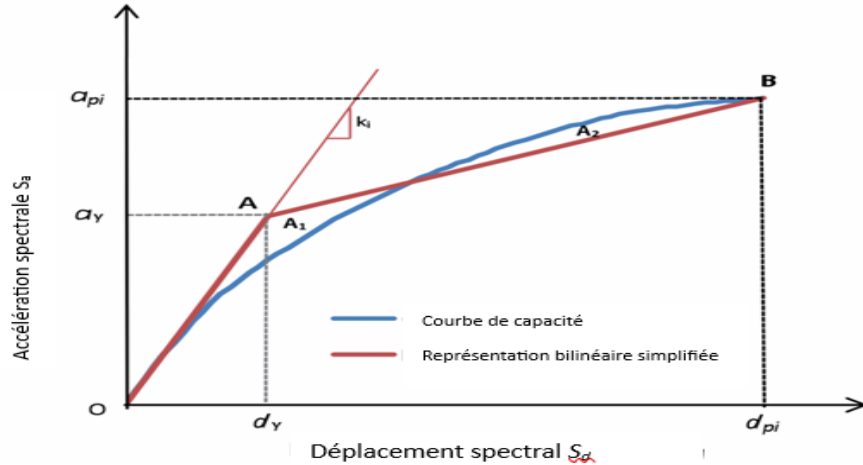


Figure II. 4 : Représentation simplifiée de la courbe de capacité

Le comportement de la structure de la droite OA est un comportement parfaitement élastique. Si la sollicitation est arrêtée, la structure revient à son état initial, sans perte de résistance. Au-delà de ce point, la déformation de la structure n'est plus proportionnelle à la sollicitation, si la force est arrêtée, la structure ne revient plus à son état initial et présente des déformations permanentes. Son endommagement progressif provoque une redistribution des efforts dans différentes parties de la construction, en plastifiant au fur et à mesure les points vulnérables et créant donc les rotules plastiques [A.kahil].

- Niveaux d'endommagement** : Selon l'Association Française du Génie Parasismique, la courbe de capacité peut être divisée en cinq sections, chaque segment correspond à une étape d'endommagement. Dans la figure II.5, une courbe de capacité correspondant à une structure de 8 niveaux d'étages [Bouزيد et al, 2021] est callée sur les cinq (05) niveaux de dommages de l'EMS98 [EMS-98 (2001)]

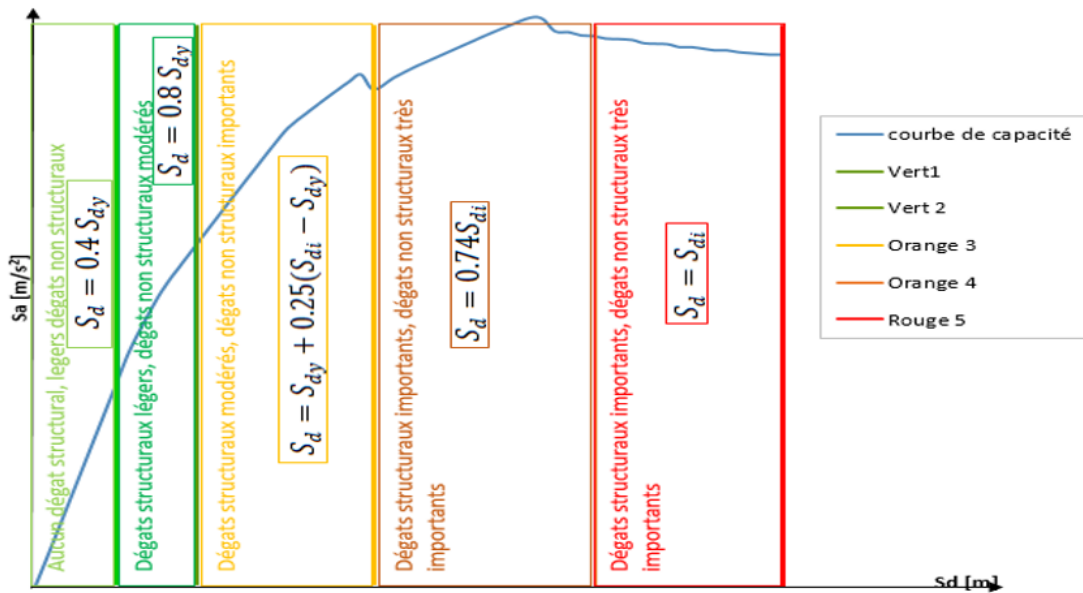


Figure II. 5 : Niveaux d'endommagement représenté par une courbe de capacité

[Bouزيد, 2022]

✓ **Spectre de réponse** : Dans ce travail de fin d'étude, nous allons utiliser deux spectres de réponse du Règlement Parasismique Algérien. En effet, le point de performance sera calculé avec le spectre du RPA99 version 2003, puis avec celui du RPA2024, afin de pouvoir comparer et donner des observations sur l'effet du nouveau spectre de réponse sur le comportement des structures modélisés.

✓ **Selon RPA 99 version 2003** : L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1, RPA99/2003)

η : facteur de correction d'amortissement (pour l'amortissement différent de 5%)

η = 7 / (2 + ξ) ≥ 0.7 (4.3) ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2, RPA99/2003)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3, RPA99/2003)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7, RPA99/2003)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4, RPA99/2003)

Tableau II.1 : Valeurs de T₁ ET T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

✓ Pour notre cas c'est S₃ :

$$T1(sec) = 0.15s$$

$$T2(sec) = 0.50s$$

Dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence. L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure.

Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

✓ Selon RPA2024 :

Le spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur (g), $S_{ae} g(T)$, pour les composantes horizontales de l'action sismique, est défini par Eqn. (3.8) (cf. Figure (3.2), RPA2024).

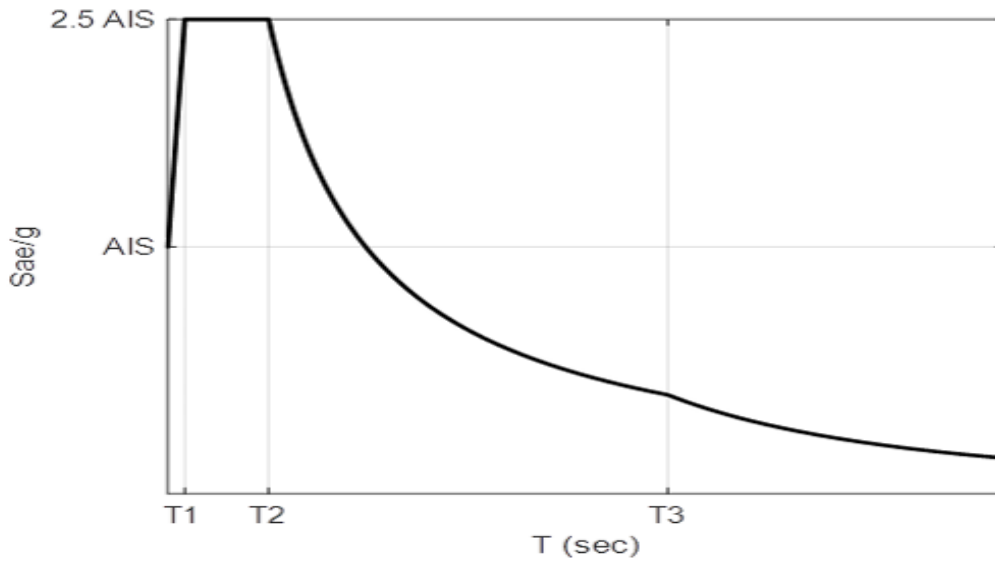


Figure II. 6 : Spectre de réponse élastique S_{ae}/g

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S.(1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)) & si : 0 < T \leq T_1 \\ A.I.S.(2.5\eta) & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S.(2.5\eta) \cdot (\frac{T_2}{T}) & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S.(2.5\eta) \cdot (\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}) & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

$S_{ae}/g (T)$: Spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g

T : Période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

A : Coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S_1 pour la période de retour de non effondrement $T_R = 475 \text{ ans}$;

Tableau II.2 Définition des zones de sismicité et coefficients d'accélération de zone au rocher pour une période de retour de 475 ans.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

T_1 : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_2 : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_3 : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constante ;

I : Coefficient d'importance de l'ouvrage ; Les valeurs du coefficient I pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le tableau II.3

Tableau II.3 : Valeurs des coefficients d'importance

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

η : Coefficient de correction de l'amortissement ;

- Les valeurs des périodes T_1 et T_2 et du coefficient de site, S, qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépendent du niveau de sismicité et de la classe de sol. Dans ce nouveau RPA2024 (Table 3.1), cinq classes de sites sont définies :

S : Coefficient de site ;

Tableau II.4 : Classification des sites selon RPA 2024

S_1	S_2	S_3	S_4	S_5
Rocheux	Ferme	Meuble	Très meuble	Nécessitant investigations approfondies et études spécifiques

- Pour un bâtiment d'usage courant d'importance moyenne, le coefficient d'importance, $I=1.0$, est associé à l'action sismique ayant une période de retour de référence. Pour un bâtiment de plus grande importance (bâtiment accueillant beaucoup d'usagers, bâtiments stratégiques...), une plus grande protection ou sécurité est assurée par un coefficient d'importance supérieur à un (1)

Remarque : Deux types de formes des spectres sont utilisés : **Le type 1** et **le type 2**.

- Type 1 : Si les séismes qui contribuent le plus à l'aléa sismique, défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa, ont une magnitude $M_W \leq 5.5$;
 - Appliqué aux zones sismiques IV, V et VI.
- Type 2 : Si les séismes qui contribuent le plus, à l'aléa sismique défini pour le site dans le cadre de l'évaluation probabiliste de l'aléa ont une magnitude moment $M_W > 5.5$; Le spectre, selon la zone sismique, est de :
 - Appliqué aux zones sismiques I, II et III.

• le Tableau II. 5 pour les spectres de type 1

• le Tableau II. 6 pour les spectres de type 2.

Tableau II. 5: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)

Spectre type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Tableau II. 6: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 2 (Zones I, II et III)

Spectre type 2 S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site: S_1	1.00	0.05	0.25
site: S_2	1.30	0.05	0.30
site: S_3	1.55	0.10	0.40
site: S_4	1.80	0.10	0.50

La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux, η , peut être déterminée par :

$$\eta = 7 / (2 + \xi) \geq 0.7 \quad (3.9) \text{ où:}$$

$\xi(\%)$: pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (cf. Tableau(4,)). Quand $\xi=5\%$, avec :

$\eta=1$: valeur du coefficient d'importance, I, dépend du groupe d'importance (Tableau (3.10) RPA2024).

La figure II. 7, montre l'allure des spectres de type1 et de type 2, pour 5% d'amortissement et normalisé par A

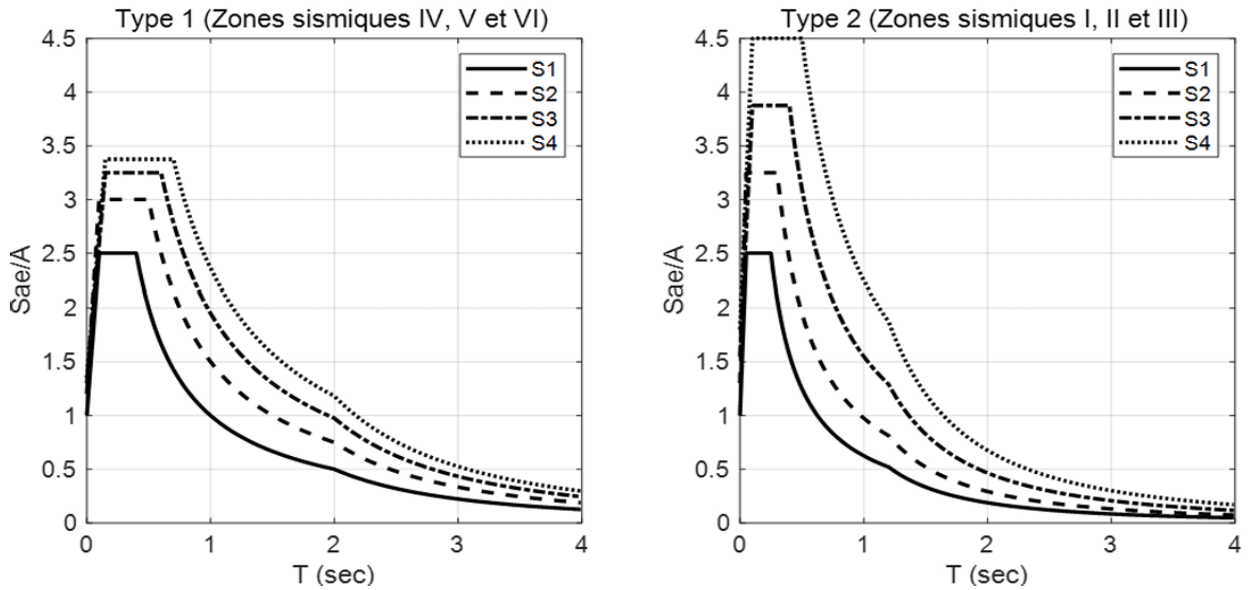


Figure II. 7 : Spectres de réponse élastique de type 1 et de type 2 pour les sols de classes S_1 à S_4 (à 5 % d'amortissement) pour un ouvrage d'importance moyenne ($I=1$)

Tableau II. 7: Valeurs de $\xi(\%)$

	Portiques (*)		Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
(**): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

✓ **Point de performance :**

L'intersection des deux courbes (spectre de réponse élastique et courbe de capacité) représente un point décisif dans la l'étude du comportement d'une structure. En effet, ce point de fonctionnement permet d'évaluer la performance d'une structure et de ce fait, connaitre son état de vulnérabilité par rapport à une sollicitation sismique imposée.

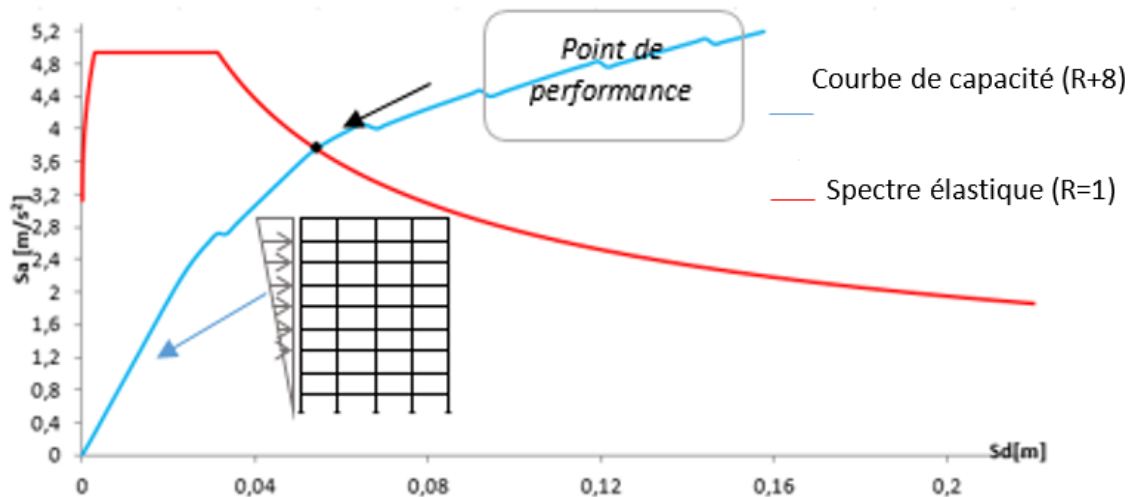


Figure II. 8 : Schématisation du principe d'obtention du point de performance [Bouزيد, 2022]

Selon (R. Bento, S. Falcao, F. Rodrigues); La localisation du point de performance sur la courbe de capacité permet de savoir si la structure a un comportement élastique, plastique ou bien proche de la rupture. En fonction du comportement observé à l'aide de l'analyse statique non linéaire, on peut juger si la structure sera stable ou non, face aux spectres de réponses sismiques utilisés.

II.2.4. 2 Estimation des dommages selon une échelle locale

Les dommages subit par un ouvrage peuvent aussi être estimé localement. En effet, des plastifications apparaissent pendant la poussée progressive de la structure. Ces déformations locales modélisées aux extrémités de chaque élément porteur appelées « Rotules plastiques » sont la cause de la perte de stabilité puis de la ruine de l'ouvrage.

- **Qu'est-ce qu'une rotule plastique?**

C'est une zone d'un élément de structure (poutre, poteau, voile, etc.) subissant des déformations irréversibles et capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties d'un élément. (RPA2024)

Trois modes d'endommagement sont à prévoir lors de la conception et de la modélisation des éléments d'une structure en portiques auto-stables.

- Endommagement par flexion associé à des courbures ou des rotations,
- Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres ou dans les poteaux,
- Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction.

- **Modèle de plasticité concentré :**

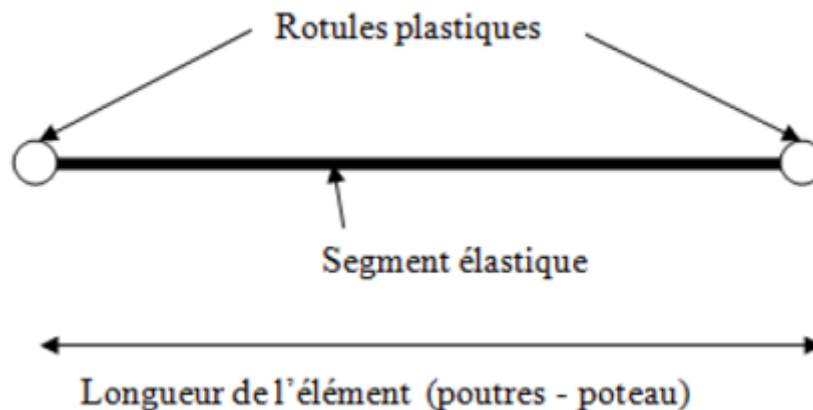
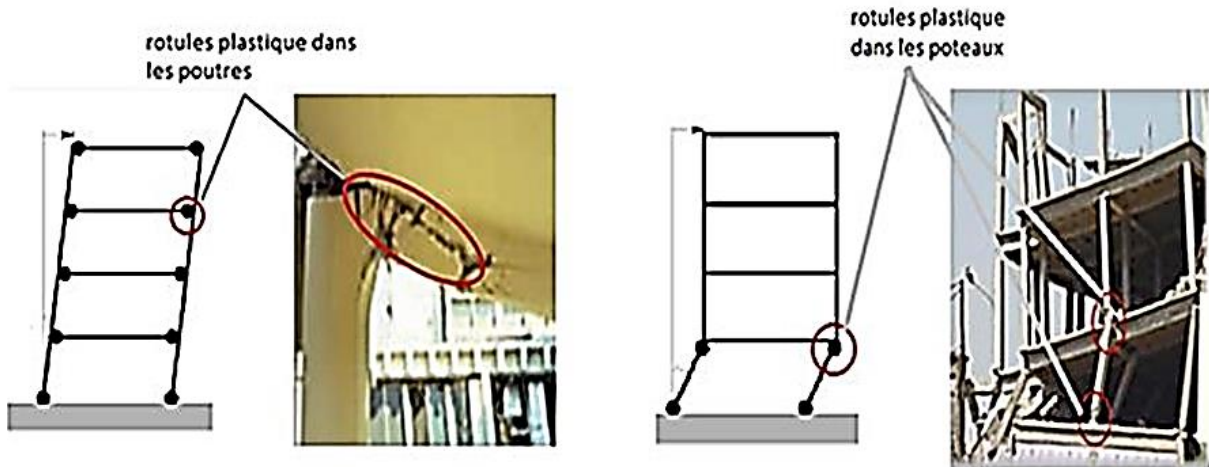


Figure II. 9 : Modélisation d'une poutre par l'approche de plasticité concentré

Le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est représenté par l'attribution concentré des rotules plastiques aux extrémités des éléments (Mohamed.M 2015).



a) Rotule plastique au niveau des poutres

b) Rotule plastique au niveau des poteaux

Figure II. 10 : Mise en évidence de l'instabilité résultant des rotules plastique au niveau des éléments porteur. [Mohamed.M 2015]

▪ Formation des rotules plastiques :

L'analyse push-over nous donne la possibilité d'évaluer le comportement des composantes de la structure lorsqu'elles entrent dans les zones plastiques d'où le nom Rotules plastiques. Puis leur position est contrôlée au sein des différents éléments structurels (poteaux, poutres).

Il est noté que la formation d'une rotule dans un élément poutre est préférable que dans un élément poteau (voir figureII.11), conformément au concept du poteau solide/poutre affaiblie (RPA2003).

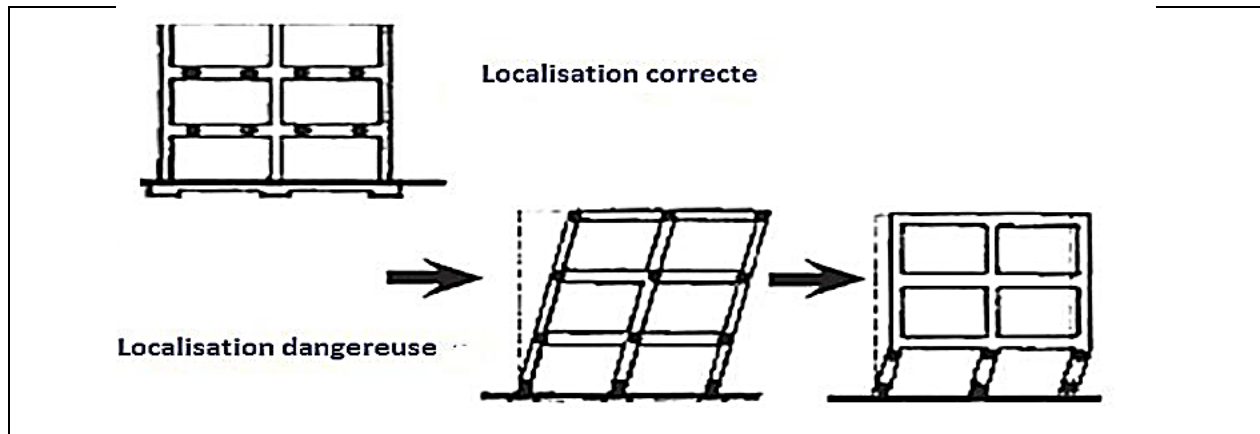


Figure II.11: Formation des zones plastifiées (Mohamed Maziani. 2015).

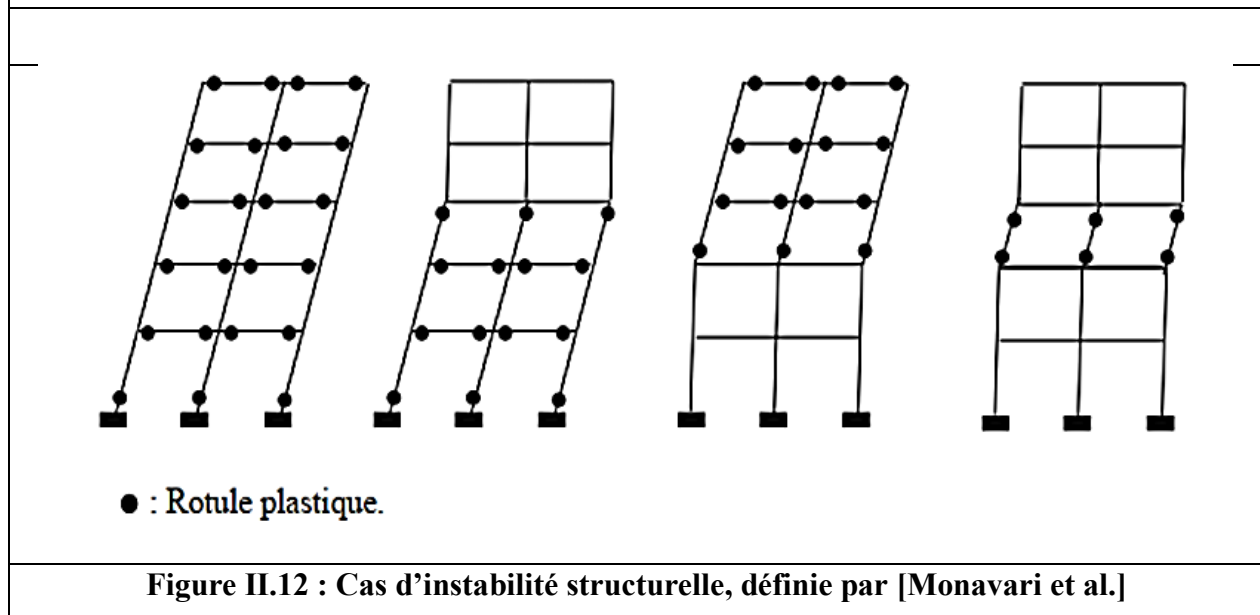


Figure II.12 : Cas d'instabilité structurelle, définie par [Monavari et al.]

a) **Plastification par cisaillement** : La figure 13 présente le diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification par cisaillement dans les poutres.

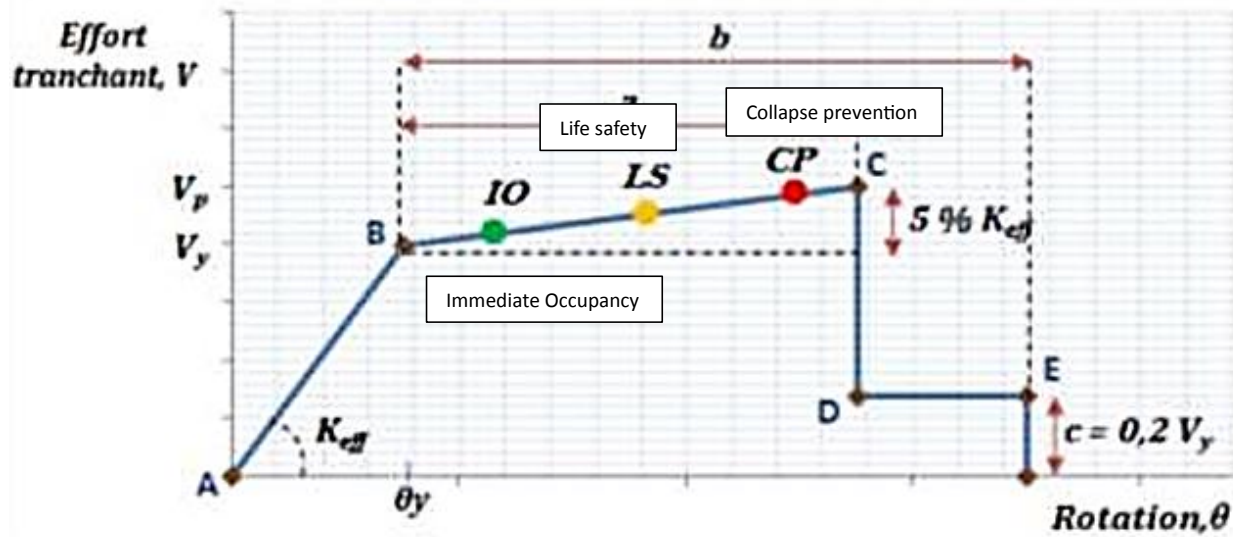


Figure II.13 : Diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification de poutres par cisaillement [FEMA-273 (1997)]

Branche AB : désigne le comportement élastique de la section en béton armé. Le point B représente sa limite élastique,

Branche BC : reflète le comportement plastique. Le point C représente sa réponse ultime,

Branche CD : décrit la chute de résistance de la section après avoir atteint le moment ultime,

Branche DE : montre une résistance résiduelle de la section, estimée à 20 % de la charge ultime de la section.

Le point E : définit le point de rupture ultime finale de la section.

Remarque : Les notations *IO*, *LS* et *CP* (*Immediate Occupancy*, *Life Safety* et *Collapse Prevention*, respectivement) donnent les niveaux de performance (niveaux de dommages) de la section. Ils sont estimés grâce à des pourcentages de rotations plastiques sur la branche *BC*.

Les paramètres représentés sur la figure ci-dessus sont définis comme suit :

K_{eff} : Rigidité initiale au cisaillement de la section de béton de la poutre. [Kligner (1978)]

V_y : Effort tranchant élastique limite de la section de béton armé de la poutre.

V_p : Effort tranchant plastique de la section de béton armé.

b) Plastification par flexion

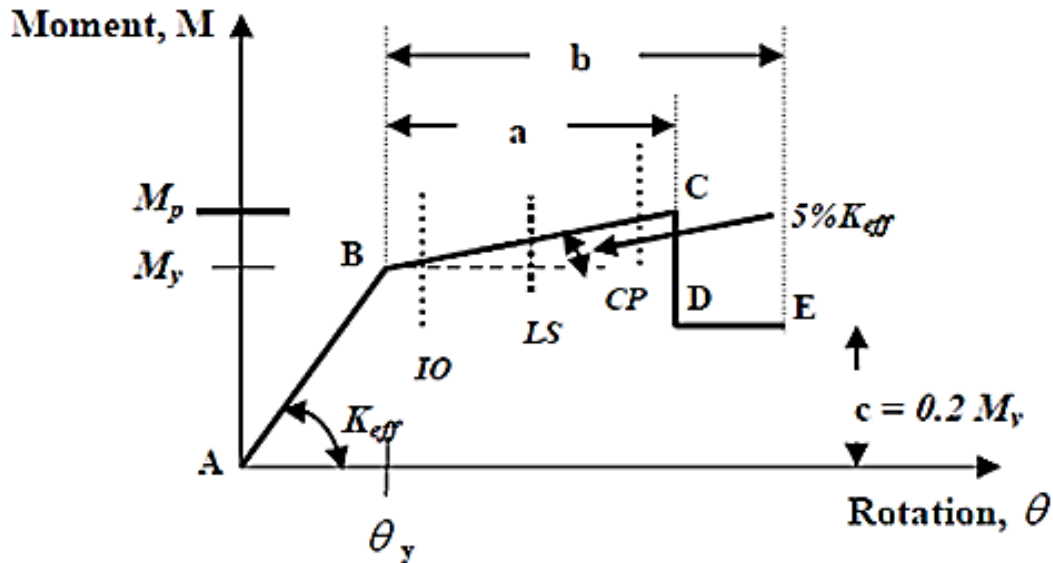


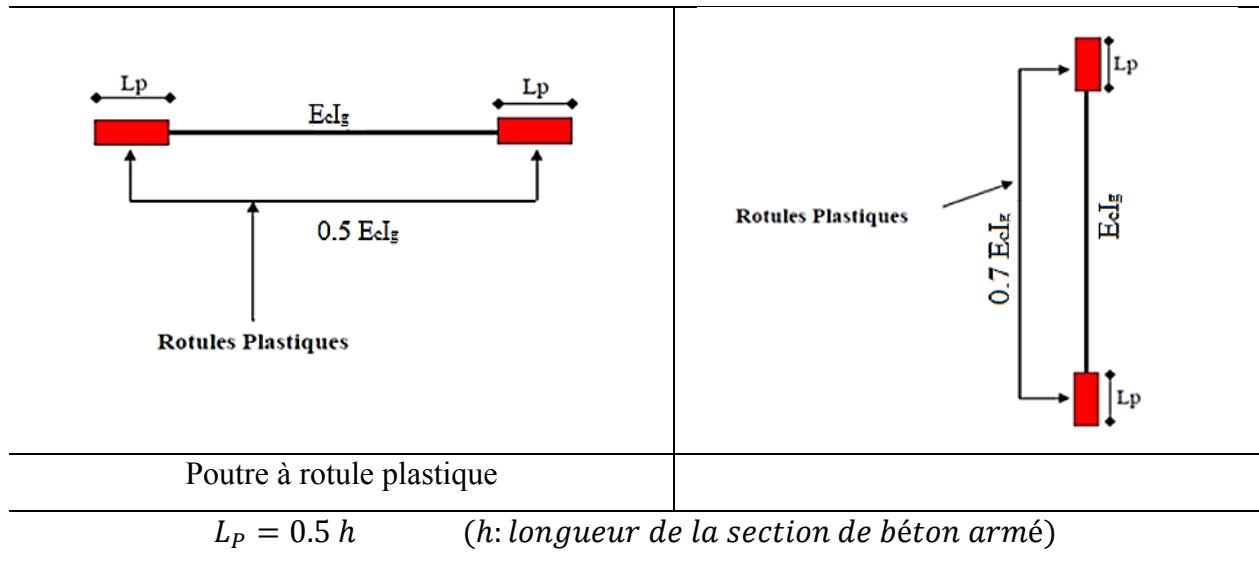
Figure II.14: diagramme moment - rotation associée à la plastification des poutres par flexion

[l'ATC40 – FEMA 356]

K_{eff} : rigidité initiale à la flexion de la section de béton de la poutre.

C. La longueur de la rotule plastique

Le déplacement d'un élément structural peut être relié à sa courbure à travers le concept de rotule plastique qui apparaît lors de la déformation inélastique de cet élément. Cette déformation se manifeste sur une longueur plastique notée L_p (A l'approche de la section critique où le moment de flexion dépasse le moment de plastification).



Chapitre IV
Modélisation non linéaire, Résultats et
Discussions

INTRODUCTION

Après le pré-dimensionnement, et les vérifications des éléments sur logiciel ROBOT. Cette partie B du travail consiste à évaluer le comportement et la vulnérabilité de cette structure sous chargement sismique. Ce dernier sera évalué selon deux spectres de réponse, celui du RPA99/2003 puis comparé à celui du RPA2024 pour le modèle de référence. La méthode utilisée est la méthode statique non linéaire "Push-Over", via le logiciel Etabs©2022.

Dans ce chapitre, différents modèles de structures sont distingués à partir du premier considéré de référence. En effet, une seconde configuration du système de contreventement, un contreventement en V au lieu du X sont proposés.

Les résultats sont discutés selon trois aspects : courbes de capacité, points de performance, états de plastification des éléments structuraux.

III. 1 Présentation des modèles

La structure initiale (modélisée et calculée dans la partie A de ce travail) est en premier lieu contreventé par des IPE en X dans toutes les travées du sens XX. Cette dernière est considérée comme notre modèle de référence (modèle A), pour la suite du travail. (Tableau IV.1)

Dans la figure IV.1, une vue en plan de la structure est donnée.

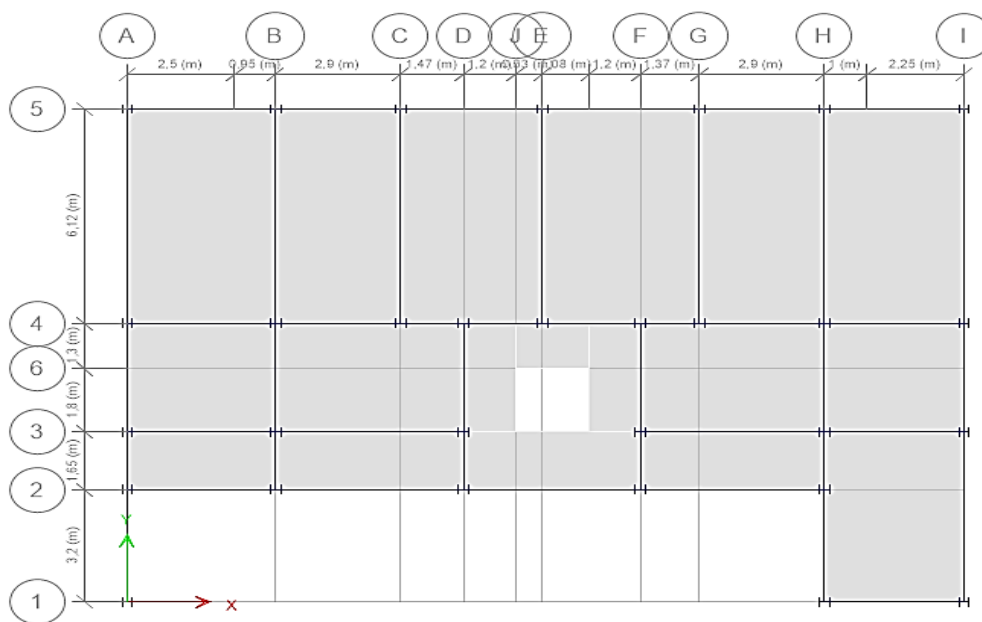


Figure III.1 Vue en plan de la structure métallique modélisée

Ensuite des modifications dans le type de contreventement ainsi que dans leurs dispositions donnent lieu à d'autres modèles (B, C et D). Tab.IV.2, IV.

Tableau III. 1 : Vues en élévation de la disposition des contreventements en X (en IPE200)

Modèle A (de référence)

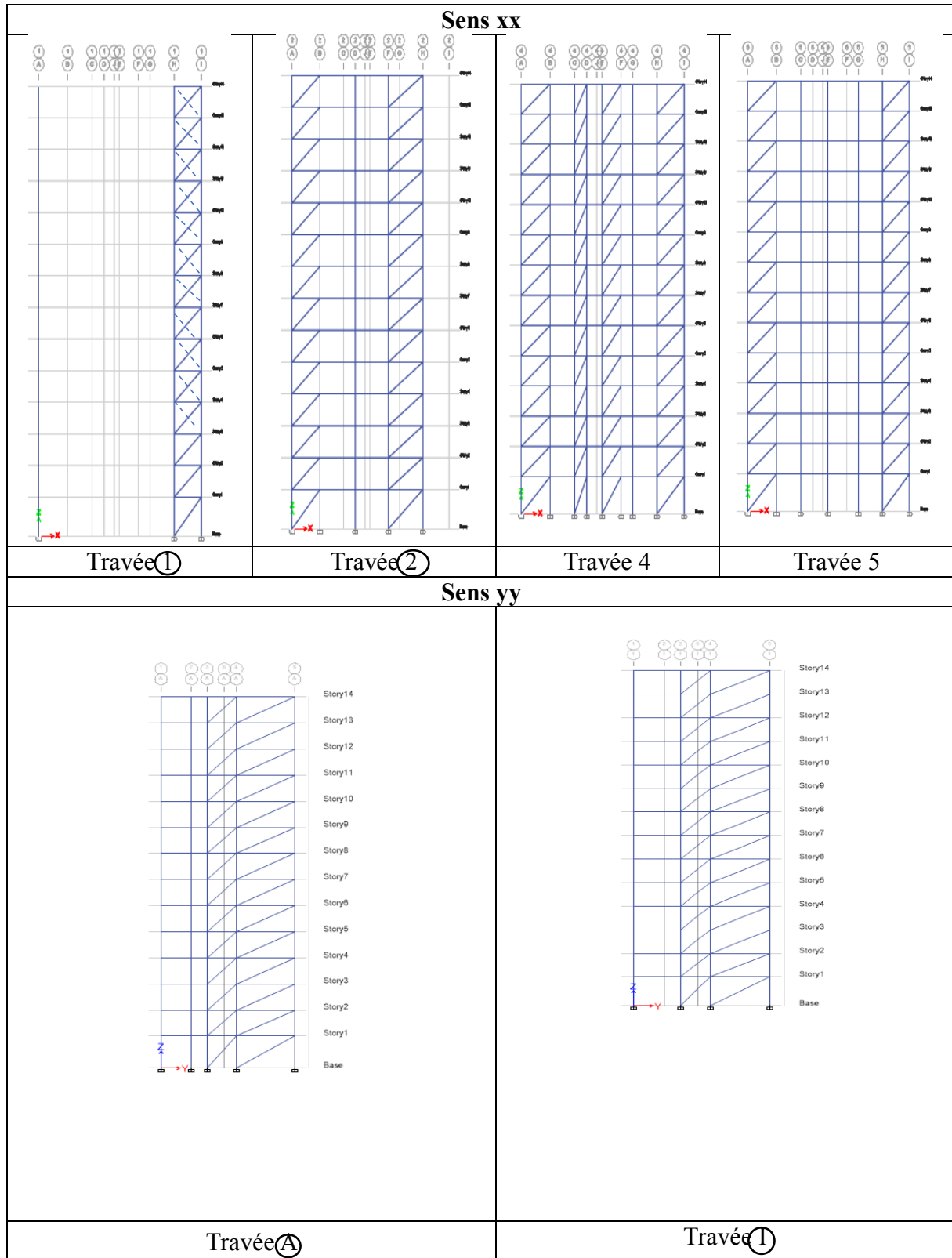


Tableau III. 2 Disposition des contreventements en V (IPE200)

Modèle B

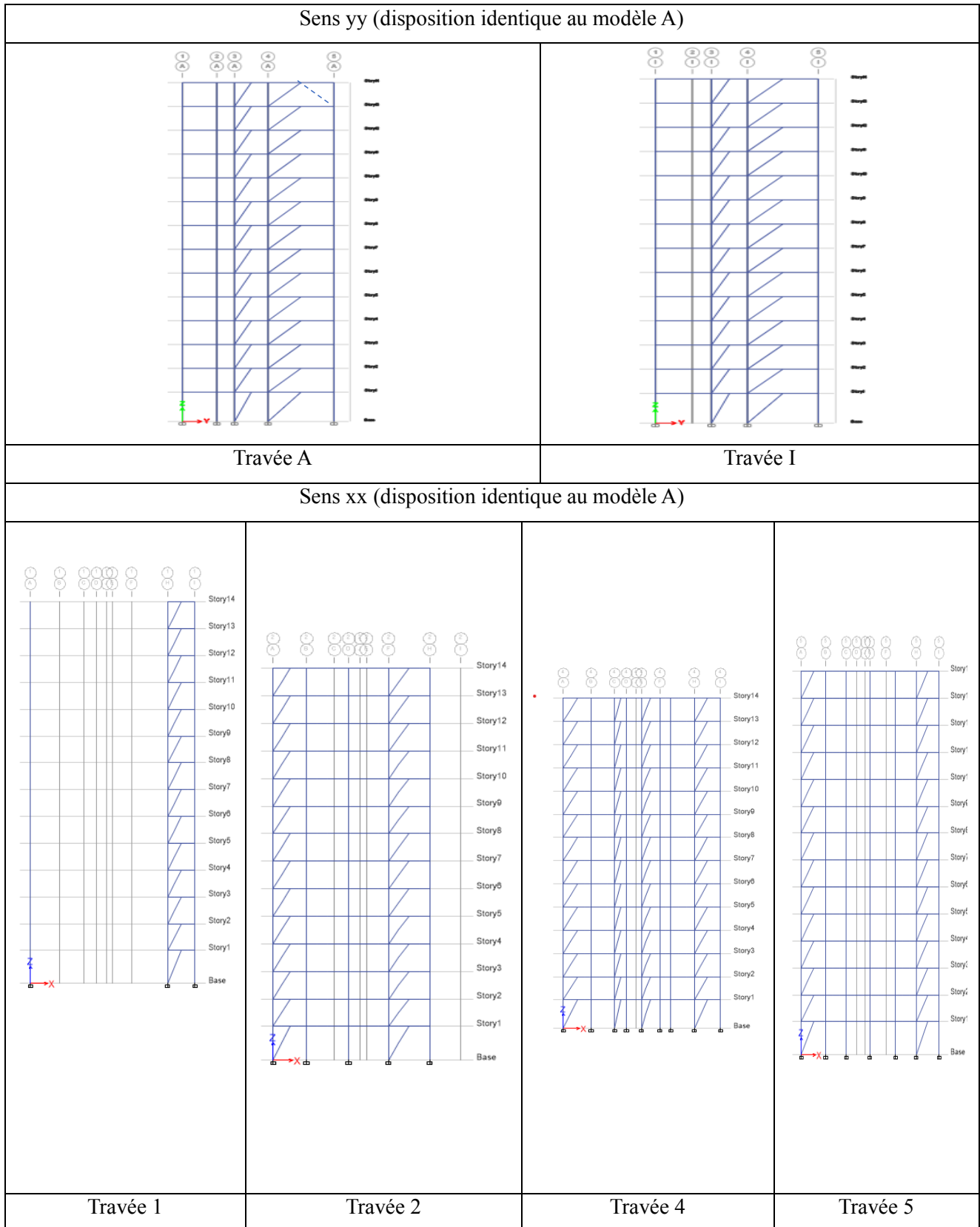
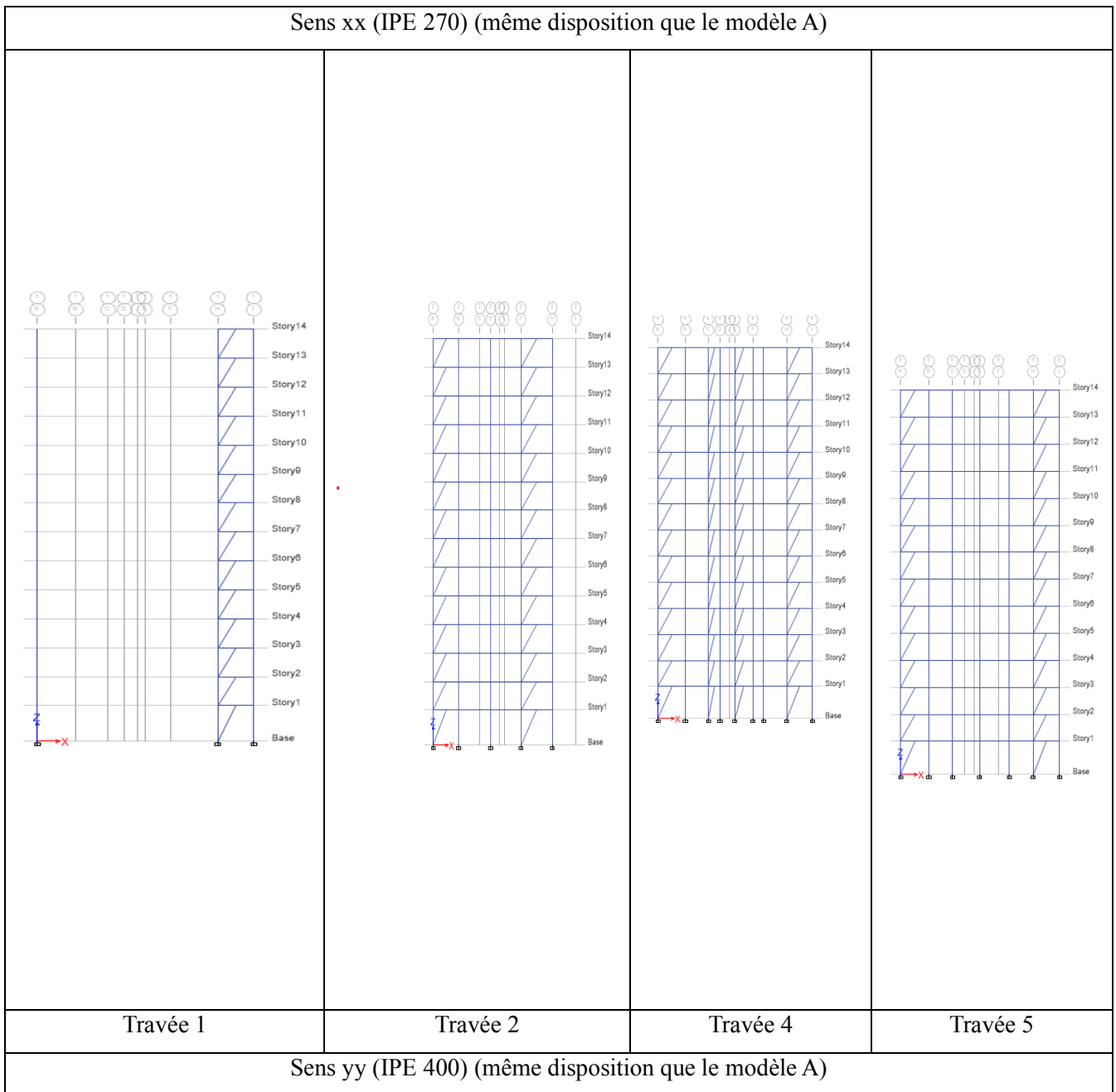


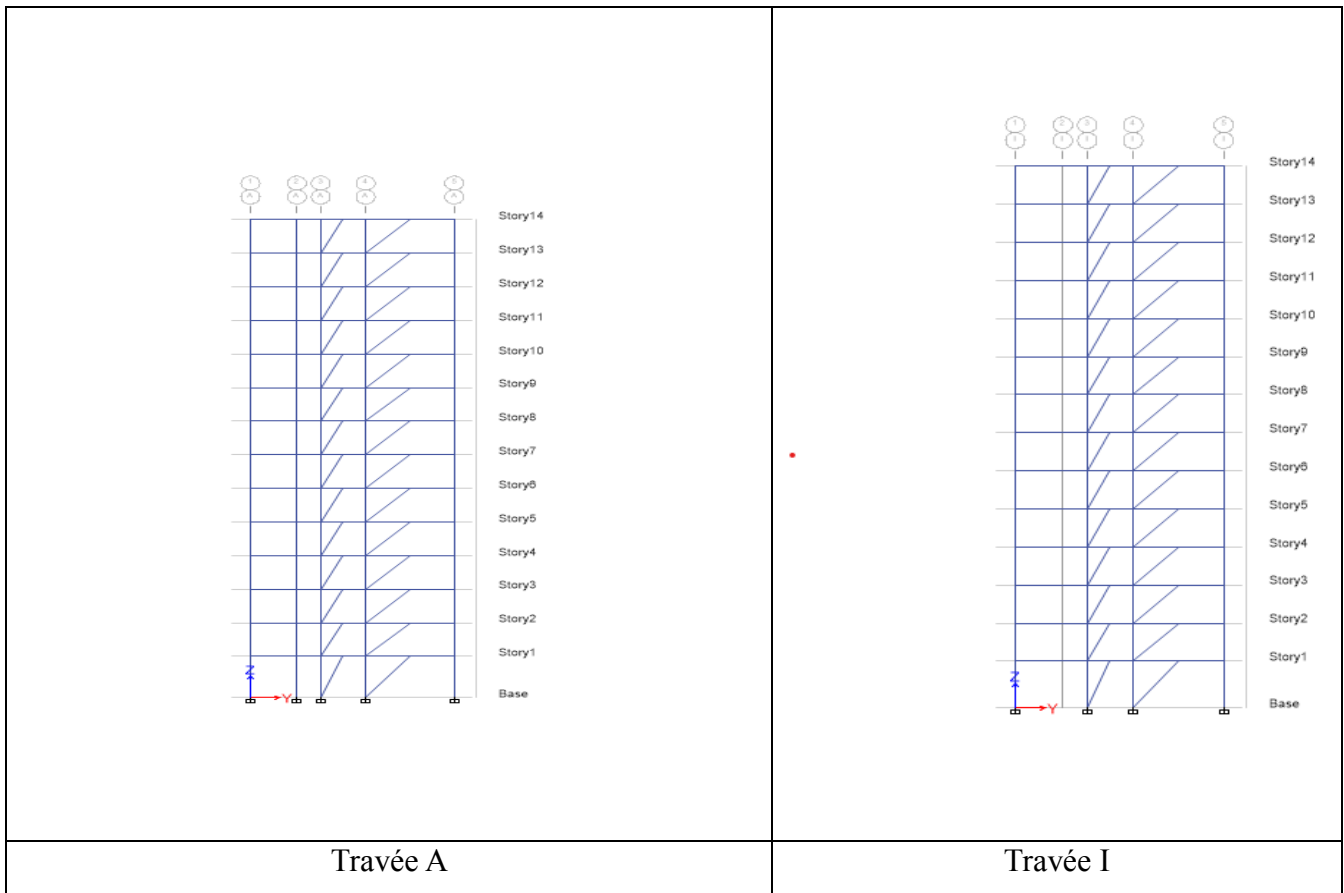
Tableau III. 3 Disposition des contreventements en X (IPE200)

Modèle C

Sens xx (disposition identique au modèle A)			
Sens yy (nouvelle disposition, en excentrant au maximum les contreventements en X)			
Travée C	Travée D	Travée F	Travée G

Tableau III. 4 Contreventements en V avec quantité d'acier équivalente à celle du modèle A
modèle A
Modèle D





III. 2 Paramètres et critères d'acceptation des éléments structuraux [ASCE41-13]

III.2. 1 Poutres et poteaux

La figure IV. 2.1 représente les paramètres de modélisation et les critères d'acceptation pour les procédures non linéaire (composants en acier de construction), donnés par le guide ASCE 41-13 introduite par défaut dans le logiciel ETABS©2022.

Tableau III. 2.1 : Paramètres de modélisation et critères d'acceptation des éléments en acier des structures modélisées pour les poutres et poteaux.

Component or Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians		
	a	b		ID	LS	CP
Beams—Flexure						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yw}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yw}}}$	90 _s	110 _s	0.6	10 _s	90 _s	110 _s
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yw}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{yw}}}$	40 _s	60 _s	0.2	0.250 _s	30 _s	40 _s
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
Columns—Flexure^{a,b}						
For $P/P_{cl} < 0.2$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yw}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{yw}}}$	90 _s	110 _s	0.6	10 _s	90 _s	110 _s
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yw}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{yw}}}$	40 _s	60 _s	0.2	0.250 _s	30 _s	40 _s
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
For $0.2 \leq P/P_{cl} \leq 0.5$						
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{yw}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{260}{\sqrt{F_{yw}}}$	— ^d	— ^d	0.2	0.250 _s	— ^d	— ^d
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{yw}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{400}{\sqrt{F_{yw}}}$	10 _s	1.50 _s	0.2	0.250 _s	1.20 _s	1.20 _s
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lower resulting value shall be used					
Column Panel Zones						
Fully Restrained Moment Connections^f						
WUF ^g	0.051–0.0013d	0.043–0.00060d	0.2	0.026–0.00065d	0.0323–0.00045d	0.043–0.00060d
Bottom haunch in WUF with slab	0.026	0.036	0.2	0.013	0.0270	0.036
Bottom haunch in WUF without slab	0.018	0.023	0.2	0.009	0.0180	0.023
Welded cover plate in WUF ^g	0.056–0.0011d	0.056–0.0011d	0.2	0.028–0.00055d	0.0420–0.00083d	0.056–0.0011d
Improved WUF—Bolted web ^g	0.021–0.00030d	0.050–0.00060d	0.2	0.010–0.00015d	0.0375–0.00045d	0.050–0.00060d
Improved WUF—Welded web	0.041	0.054	0.2	0.020	0.0410	0.054
Free flange ^g	0.067–0.0012d	0.094–0.0016d	0.2	0.034–0.00060d	0.0705–0.0012d	0.094–0.0016d
Reduced beam section ^g	0.050–0.00030d	0.070–0.00030d	0.2	0.025–0.00015d	0.0525–0.00023d	0.07–0.00030d
Welded flange plates						
a. Flange plate net section	0.03	0.06	0.2	0.015	0.0450	0.06
b. Other limit states	Force controlled					
Welded bottom haunch	0.027	0.047	0.2	0.014	0.0353	0.047
Welded top and bottom haunches	0.028	0.048	0.2	0.014	0.0360	0.048
Welded cover—plated flanges	0.031	0.031	0.2	0.016	0.0233	0.031
Partially Restrained Moment Connections						
Top and bottom clip angle ^h						
a. Shear failure of rivet or bolt (Limit State 1) ⁱ	0.036	0.048	0.200	0.008	0.030	0.040
b. Tension failure of horizontal leg of angle (Limit State 2)	0.012	0.018	0.800	0.003	0.010	0.015
c. Tension failure of rivet or bolt (Limit State 3) ⁱ	0.016	0.025	1.000	0.005	0.020	0.020
d. Flexural failure of angle (Limit State 4)	0.042	0.084	0.200	0.010	0.035	0.070
Double Split Tee ^h						
a. Shear failure of rivet or bolt (Limit State 1) ⁱ	0.036	0.048	0.200	0.008	0.030	0.040
b. Tension failure of rivet or bolt (Limit State 2) ⁱ	0.016	0.024	0.800	0.005	0.020	0.020
c. Tension failure of split Tee stem (Limit State 3)	0.012	0.018	0.800	0.003	0.010	0.015
d. Flexural failure of split Tee (Limit State 4)	0.042	0.084	0.200	0.010	0.035	0.070
Bolted Flange Plate ^h						
a. Failure in net section of flange plate or shear failure of bolts or rivets ⁱ	0.030	0.030	0.800	0.008	0.020	0.025

III.2. 2 Eléments de Contreventement

La figure ci-dessous représente les paramètres concernant les contreventements ASCE 41-13.

Tableau III.2.2 : Paramètres de modélisation et critères d'acceptation des éléments en acier des structures modélisées pour les contreventements.

Table 9-7. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
	a	b		IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)^{a,b}						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	0.5Δ _c	10Δ _c	0.3	0.5Δ _c	8Δ _c	10Δ _c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
4. Single angle	0.5Δ _c	12Δ _c	0.3	0.5Δ _c	9Δ _c	12Δ _c
b. Stocky ^d $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	1Δ _c	8Δ _c	0.5	0.5Δ _c	7Δ _c	8Δ _c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
3. HSS, pipes, tubes	1Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
Braces in Tension (except EBF braces)^{e,f,g}						
1. W	10Δ _T	13Δ _T	0.6	0.5Δ _T	10Δ _T	13Δ _T
2. 2L	9Δ _T	12Δ _T	0.6	0.5Δ _T	9Δ _T	12Δ _T
3. HSS	9Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	11Δ _T
4. Pipe	8Δ _T	9Δ _T	0.6	0.5Δ _T	7Δ _T	9Δ _T
5. Single angle	10Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	10Δ _T
Beams, columns in tension (except EBF beams, columns) ^e	5Δ _T	7Δ _T	1.0	0.5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T
Buckling-restrained braces ^{h,i,j}	13.3Δ _y	13.3Δ _y	1.0	3.0Δ _y	10Δ _y	13.3Δ _y

III. 3 Lois de comportement des éléments (ASCE 41-13)

III.3. 1 Poutres secondaires IPE180

La figure IV. 1 montre les lois de comportements utilisées pour les poutres secondaires.

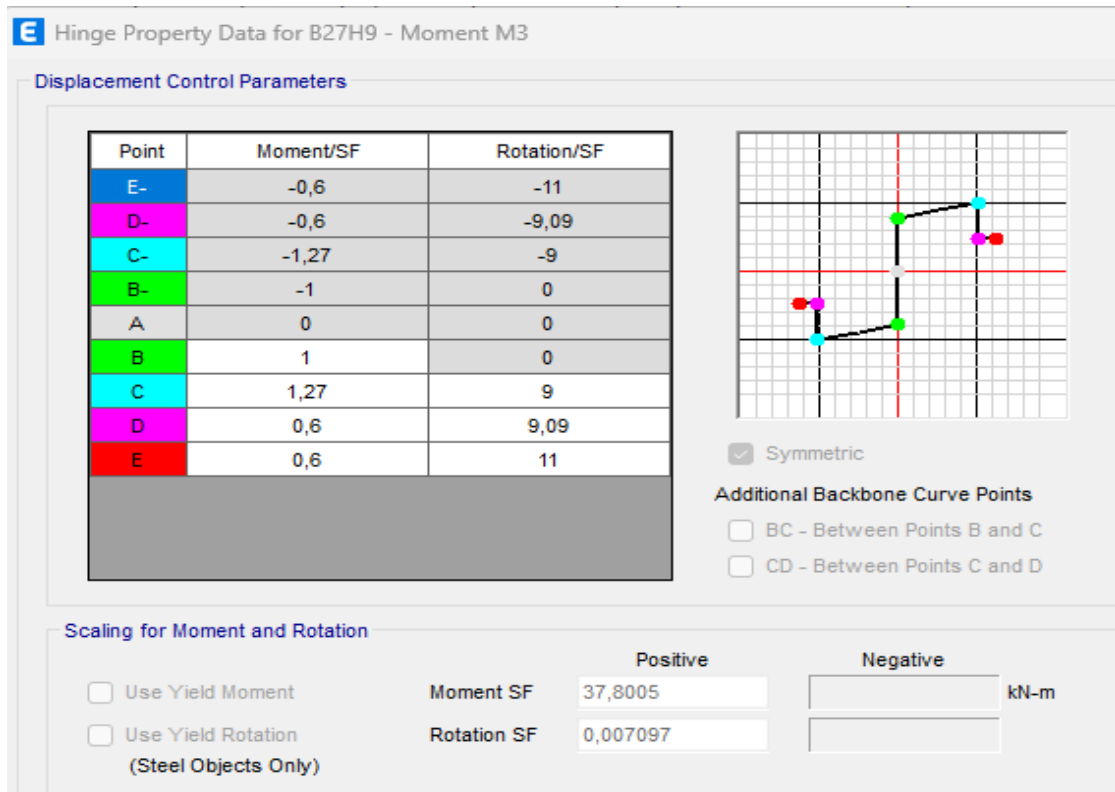


Figure III. 1. Lois de comportements des poutres secondaire (IPE 180)

III.2. 2 Poutre principale Ipe270

La figure IV.2 montre les lois de comportements utilisées pour les poutres principales.

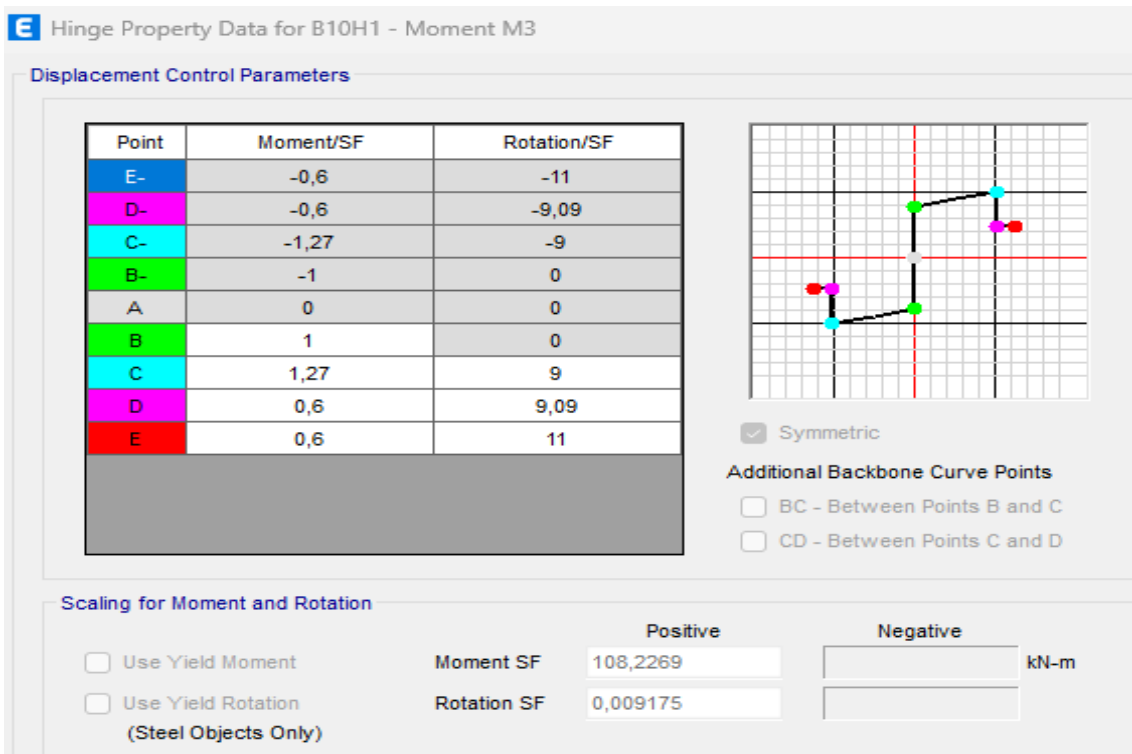


Figure III. 2. Lois de comportements des poutres principale (IPE 270)

III.2. 3 Poteaux HEB240

La figure IV.3 montre les lois de comportements prises en compte pour les poteaux.

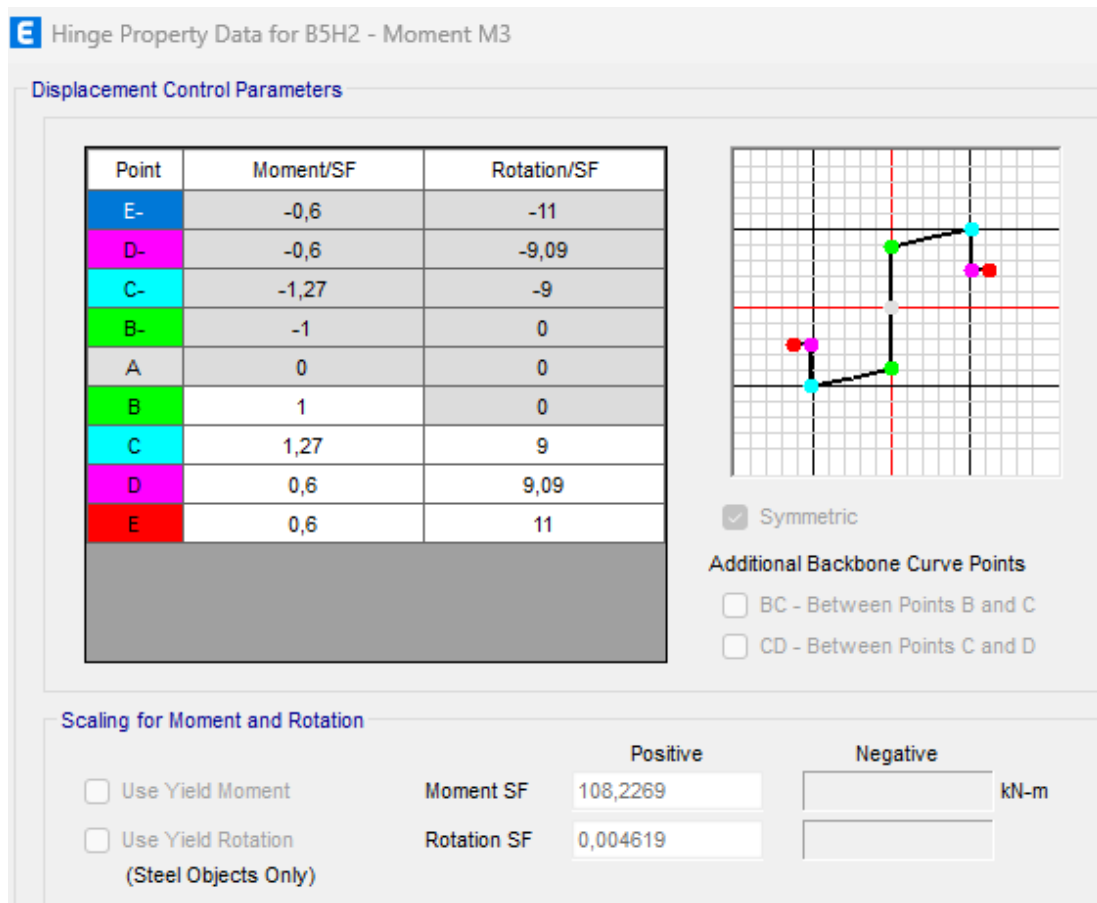


Figure III.3 : Lois de comportement pris en compte dans la modélisation des poteaux (HEB 240)

III.2. 4 Contreventement en IPE200

La figure IV.4 montre les lois de comportements utilisées pour la modélisation non linéaire des contreventements.

N.B : Dans les contreventements, les lois de comportements utilisées en traction et compression sont différentes comme le montre la figure suivante.

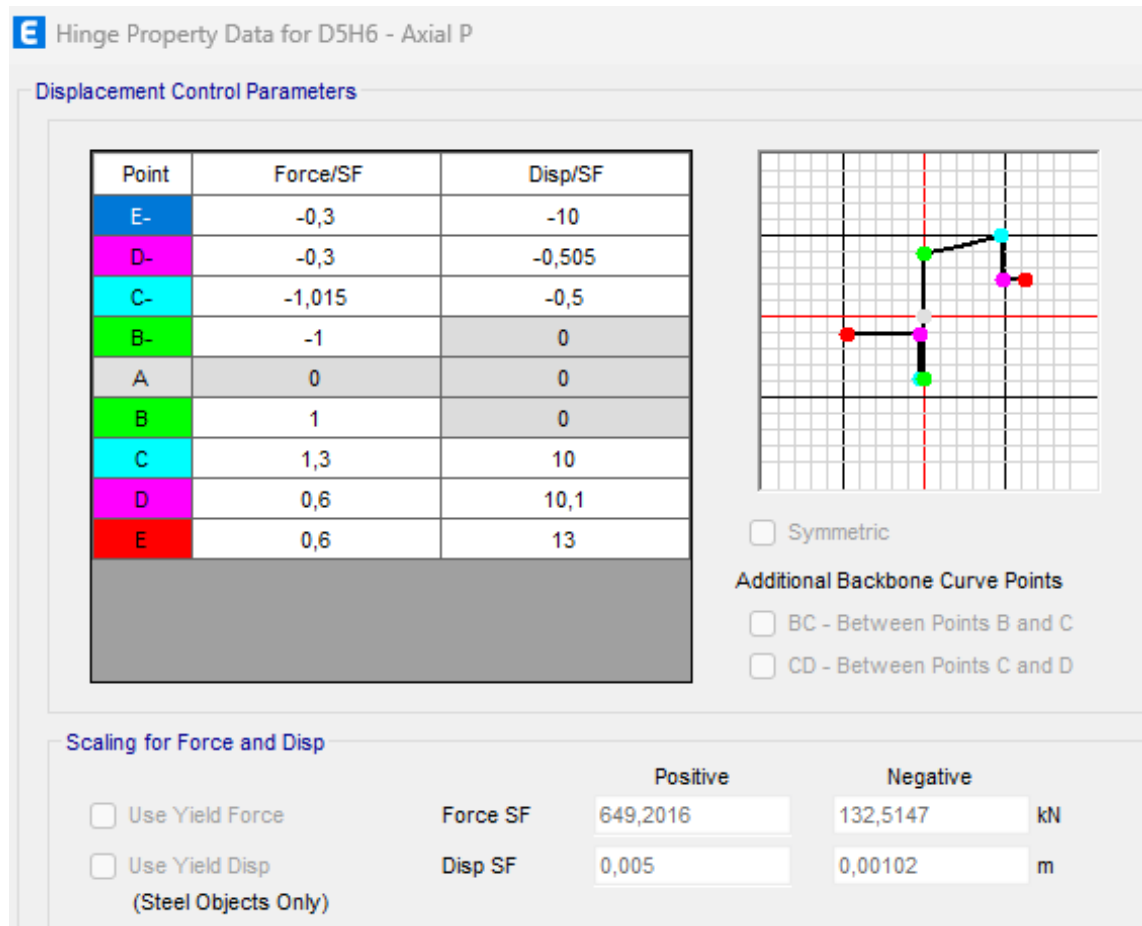


Figure III.4 :Lois de comportement pris en compte dans la modélisation des contreventements .

III.3 Charges et surcharges appliquées

Les charges gravitaires appliquées pour notre structure sont :

- Pour l'étage courant $G_{\text{étage courant}} = 4,109 \text{ KN/m}^2$
- Pour la terrasse : $G_{\text{terrasse}} = 6,65 \text{ KN/m}^2$

Les surcharges appliquées sont :

- Pour l'étage courant : $Q_{\text{étage courant}} = 1,5 \text{ KN}$
- Pour la terrasse : $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN}$

Concernant la modélisation statique non linéaire, un schéma de distribution de charge triangulaire monotone jusqu'à la rupture a été utilisé (voir figure 1 du chapitre II). Ce chargement est appliqué après application des charges gravitaires (poids sismique).

III. 4 Point de performance

Les points de performance (Déplacements Cible) sont calculés en utilisant la méthode N2 de l'Eurocode 8 , intégré par défaut dans le logiciel ETABS©2022. Cette méthode est introduite

aussi dans le nouveau code parasismique (voir Annexe J du RPA-2024). Les déplacements cible sont obtenus en introduisant le spectre de réponse élastique de dimensionnement du RPA2024

III.5 Définition de l’action sismique

Les valeurs des paramètres utilisés pour la représentation des deux spectres de réponses 2003 et 2024) sont résumées dans le tableau IV.5.1

Tableau III.5.1 : Récapitulatif des valeurs des coefficients du spectre de réponse inélastique du Règlement Parasismique Algérien

	Zonage sismique	Groupe D’usage	A	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄	Site meuble S ₃		I	Q	R
								S	D			
								Spectre RPA99/2003	IIa			
Spectre RPA2024	VI	2	0.30	0,15	0,6	2	/	1.30	/	1	1.25	1

Pour la représentation du point de performance, les spectres de réponse (élastique à R = 1) du RPA [99/2003 et 2024] sont utilisés.

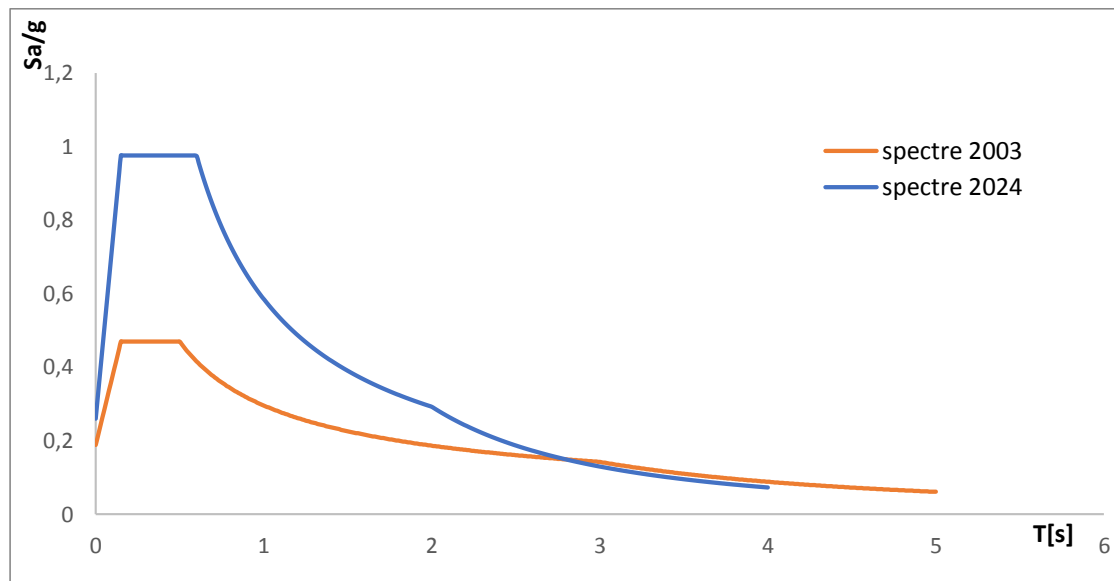


Figure III.5.1 : Comparaison entre l’ancien spectre de réponse du RPA99 version 2003 avec celui du nouveau RPA2024

Interprétation

- Le spectre (de couleur orange) du RPA99 version 2003, montre une accélération maximale d'environ 0,45g, atteinte dans la zone de période courte (entre 0,19s et 0,5s environ). Un plateau bien marqué entre les valeurs 0,19s et 0,52s est distingué. Au-delà, l'accélération diminue progressivement, suivant une pente continue.
- Le spectre du RPA 2024 (de couleur bleu), quant à lui est nettement plus exigeant, avec un pic atteignant pratiquement les 1g, soit plus du double de l'ancien spectre. Ce dernier, affiche aussi un plateau constant pour les périodes courtes (entre 0,19s et 0,6s), puis diminue de façon similaire mais plus lente que le spectre du RPA 99/2003.

L'évolution de l'allure du spectre de réponse entre l'ancien (RPA99/2003) et le nouveau (RPA2024), montre une prise en compte accrue du risque sismique, surtout pour les bâtiments rigides.

III. 7 Résultats de la modélisation non linéaire et Discussions,

Sous spectre RPA99 version 2003

Le comportement des modèles étudiés, poussés jusqu'à la rupture par la méthode Push-Over, est schématisé par les différentes courbes de capacités (selon les deux directions XX et YY).

Ensuite, la discussion portera sur l'état de plastification des éléments structuraux des modèles (apparition de rotules plastiques) à deux moments précis de la poussée progressive :

- Au point de performance ; Afin d'avoir le comportement réel du modèle soumis à l'accélération sismique imposée,
- A la rupture ; Afin d'avoir l'état d'endommagement finale du modèle considéré.

III.7. 1 Structure avec un contreventement en X (*Modèle A*)

- **Etude du comportement selon l'interprétation des courbes de capacité**

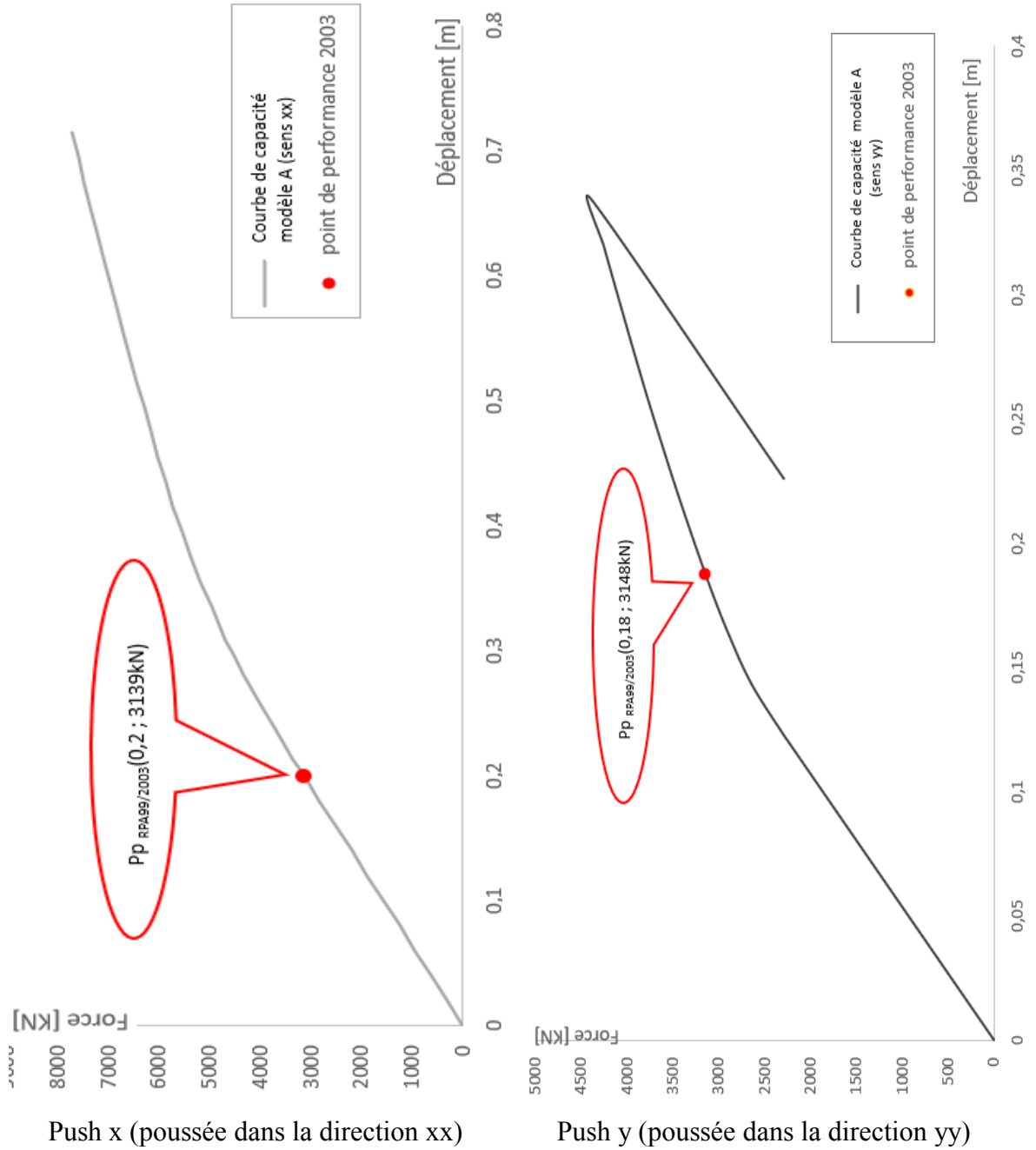


Figure III.7.1.1 : Courbes de capacité du modèle A avec position des points de performance.

Interprétation : Pour ce modèle A (*de référence*), la variation de l'effort tranchant à la base de la structure en fonction de son déplacement au sommet, donne des déplacements cible de l'ordre de 20 cm dans le sens XX et de 18 cm dans le sens YY. Ces déplacements coïncident avec des efforts tranchants à la base de l'ordre de 3000 KN.

On remarque aussi, que dans le push x, le point de performance se trouve dans la droite élastique, alors que dans le sens y, le point de performance se déplace vers le domaine non linéaire (post élastique).

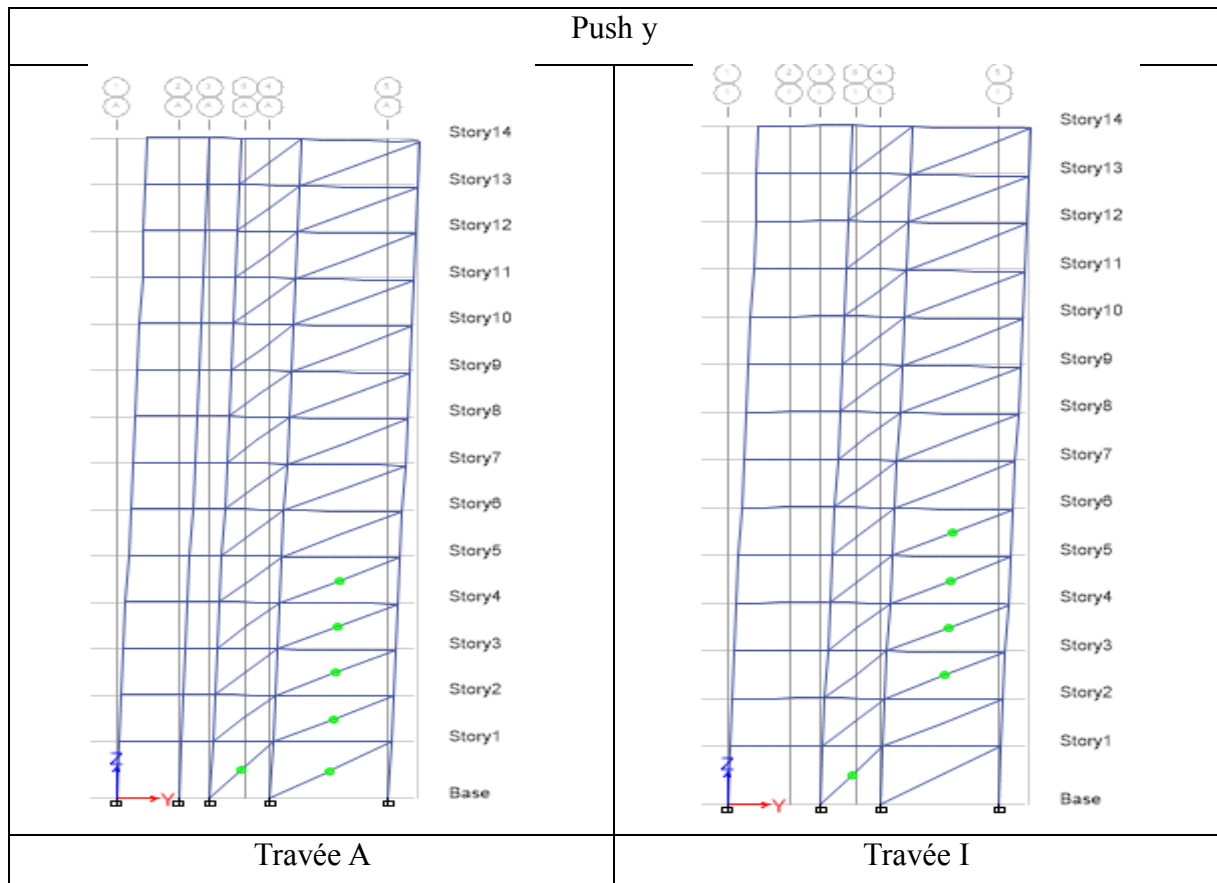
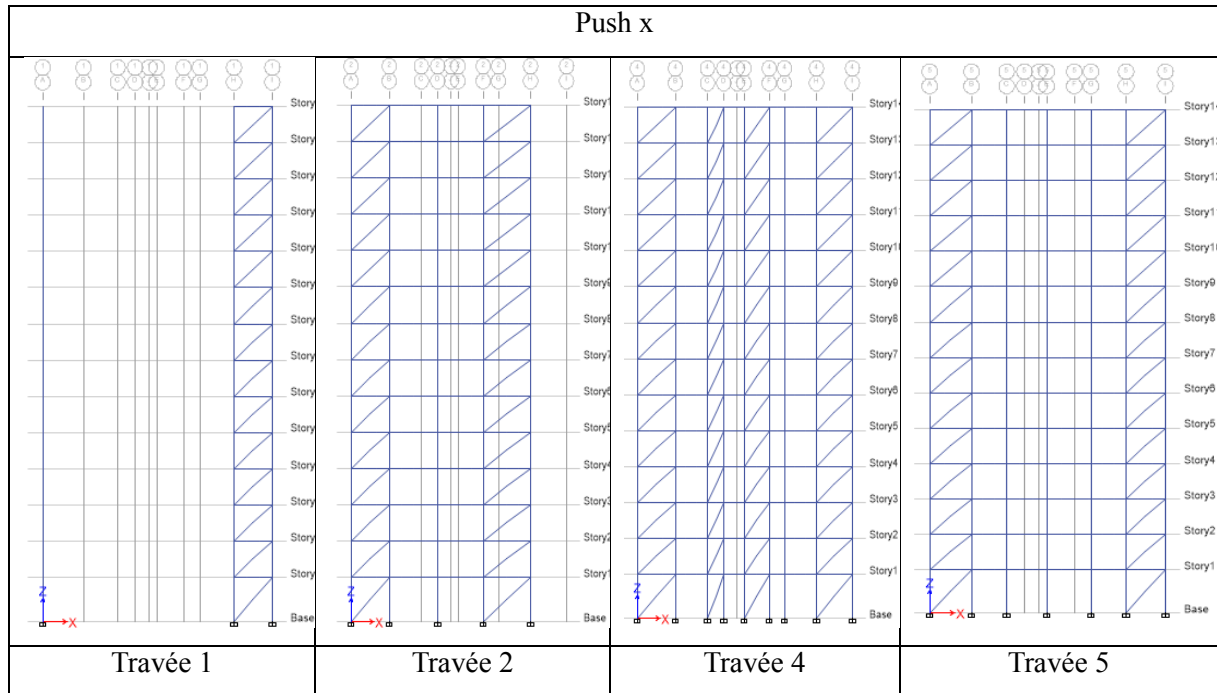
Aussi, dans le sens x, la structure est beaucoup plus rigide, avec une droite élastique dépassant les 5000 kN alors que dans le sens y, la droite élastique atteint juste les 3000kN.

➤ **Etude du modèle A (de référence) selon l'apparition des plastifications**

- **Au point de performance :** Le tableau IV.7.1 illustre le comparatif des distributions globales des rotules plastiques sur la structure étudiée, selon la poussée progressive dans le sens X et dans le sens Y.
 - **Push X :** On remarque l'absence de rotules plastique dans la structure (pour les quatre portiques contreventés en X). Ce qui veut dire que cette structure contreventée en X (dans cette configuration) supporte l'accélération sismique imposée, qui n'a causé aucun endommagement (rotule plastique). On remarque d'ailleurs sur la figure de la courbe de capacité précédente que le point de performance est dans le domaine élastique.
 - **Push Y :** Un début de plastification apparait sur des barres de contreventement. Ainsi, on remarque des rotules sur les deux travées A et I jusqu'au 6^{ème} niveau. En effet, sur la figure précédente, le point de performance est dans le domaine post élastique, d'où l'apparition de plastifications.

On peut dire que ce modèle a un meilleur comportement dans le sens x en comparaison au sens y.

Tableau III.7.1.1: Etat de plastification des éléments structuraux du modèle A,
(Au point de performance)



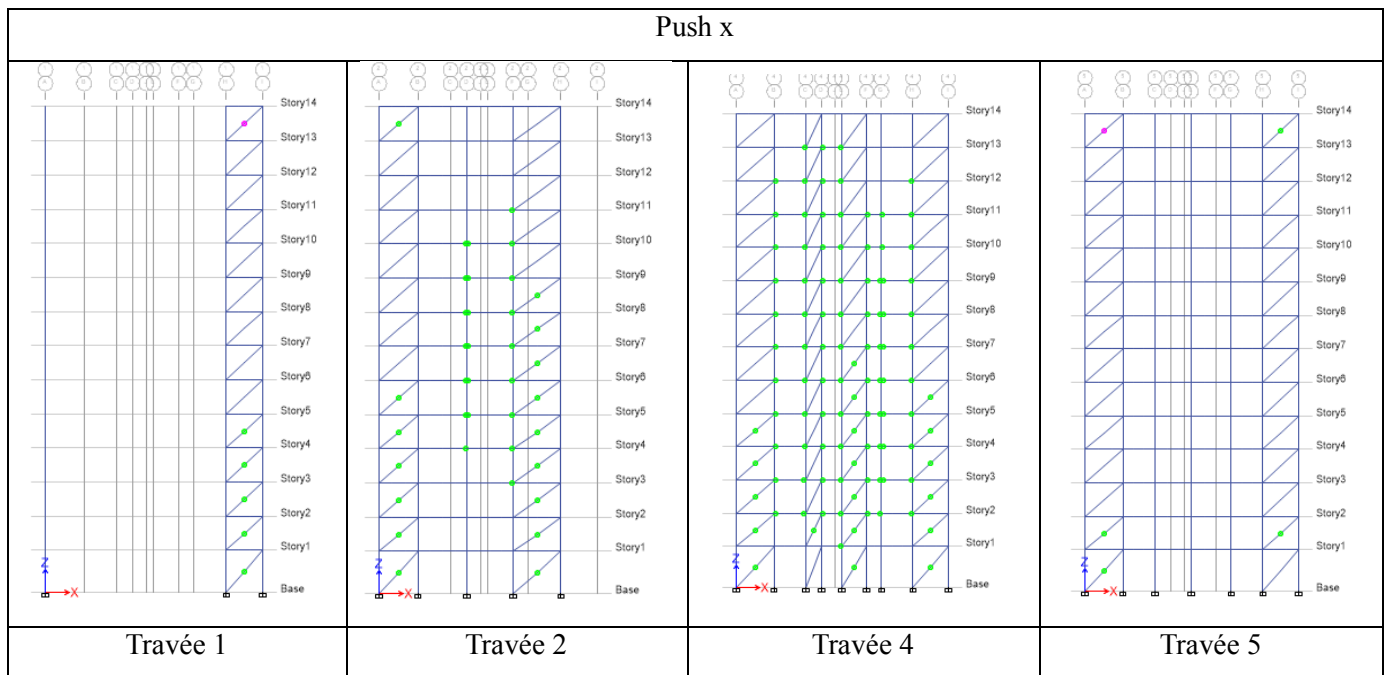
• *A la rupture :*

- Push x : on remarque le début d’endommagement par plastification de certains éléments de contreventement dans les quatre travées. Ainsi que des rotules sur les poutres commencent à se localisées dans les premiers niveaux. On remarque que la travée 4 est la travée où il y a le plus rotules plastiques, mais celles-ci restent en début de plastification.

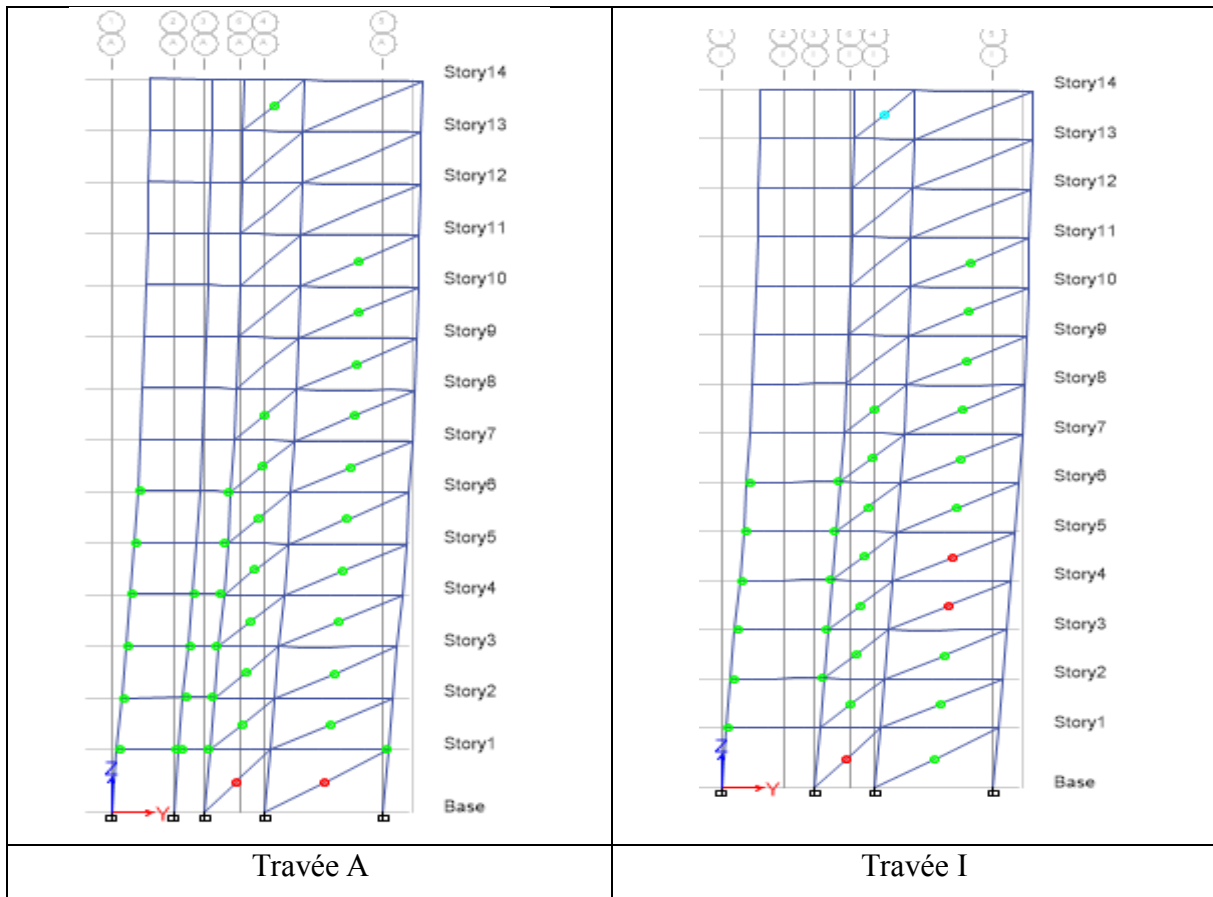
Cependant, il y a eu rupture de deux barres de contreventement sur les travées de rive 1 et 5, ce qui montre l’arrêt de la courbe de capacité après un déplacement de 70 cm de la structure.

- Push y : propagation des plastifications dans les travées A et I atteignant le dernier niveau (14). On constate que les rotules du dernier niveau sont de couleur bleu (près de la rupture). Aussi il y a apparition de plusieurs rotules dans les poutres, des niveaux inférieurs. On constate aussi, la rupture de barres de contreventement des deux portiques. Ce qui a probablement provoquer l’arrêt brusque de la courbe de capacité à 35cm de déplacement.

Table III.7.1.2: Etat de plastifications des éléments structuraux du modèle A à la rupture.



Push y



III.7. 2 Structure avec un contreventement en V (*Modèle B*)

- Etude du comportement selon l'interprétation des courbes de capacité

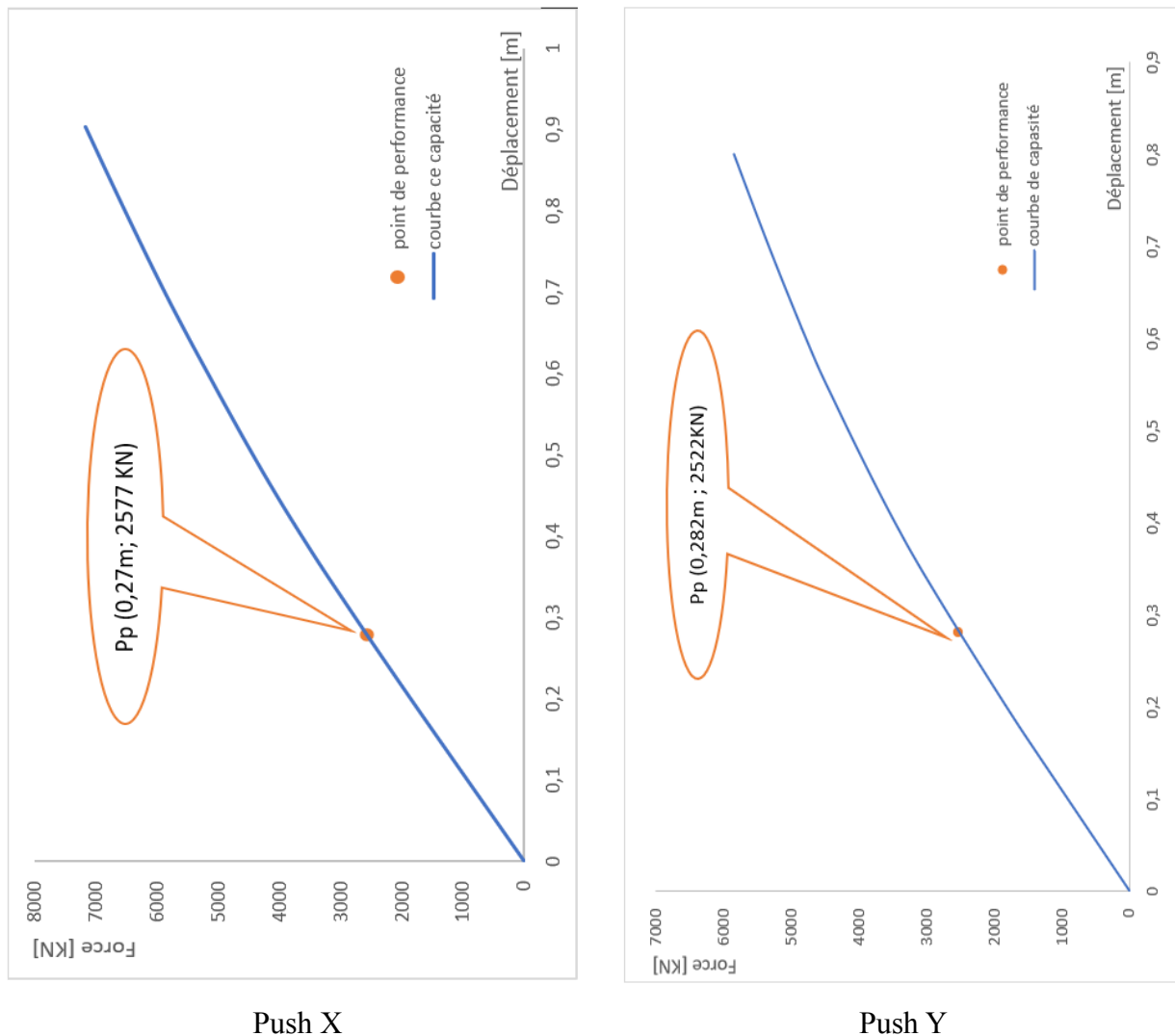


Figure III.7.2.1 : Courbes de capacité et localisation des points de performance du modèle B

Interprétation : Pour ce modèle B, la variation de l'effort tranchant à la base de la structure en fonction de son déplacement au sommet, donne des déplacements cibles de l'ordre de 27 cm dans le sens XX et de 28 cm dans le sens YY. Ces déplacements coïncident avec des efforts tranchants à la base de l'ordre de 2500 kN.

On constate que ce modèle de contreventement en V apporte un déplacement plus important que pour le modèle A (contreventé en X), avec un effort tranchant moindre.

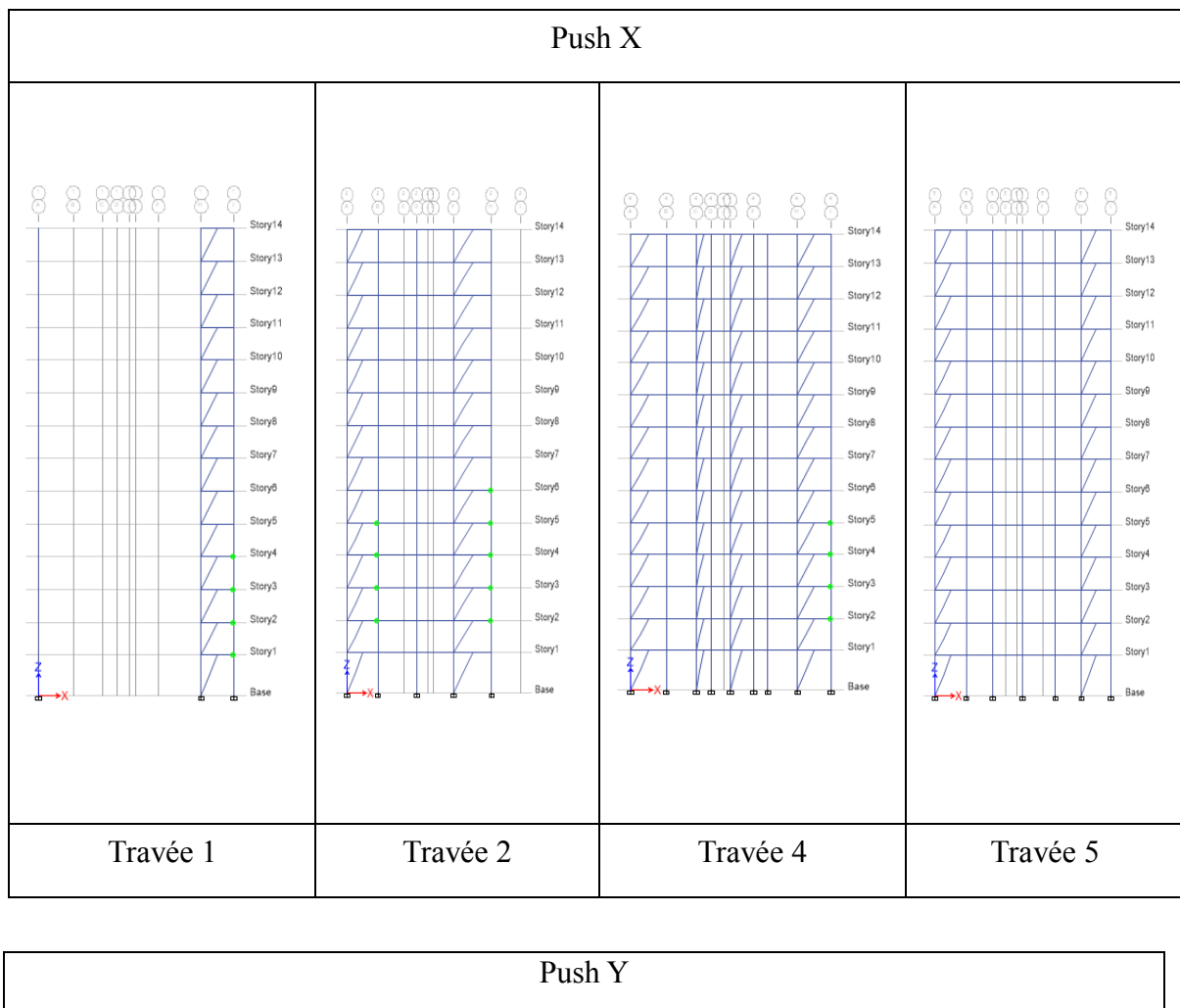
➤ **Etude du modèle B selon l'apparition des plastifications**

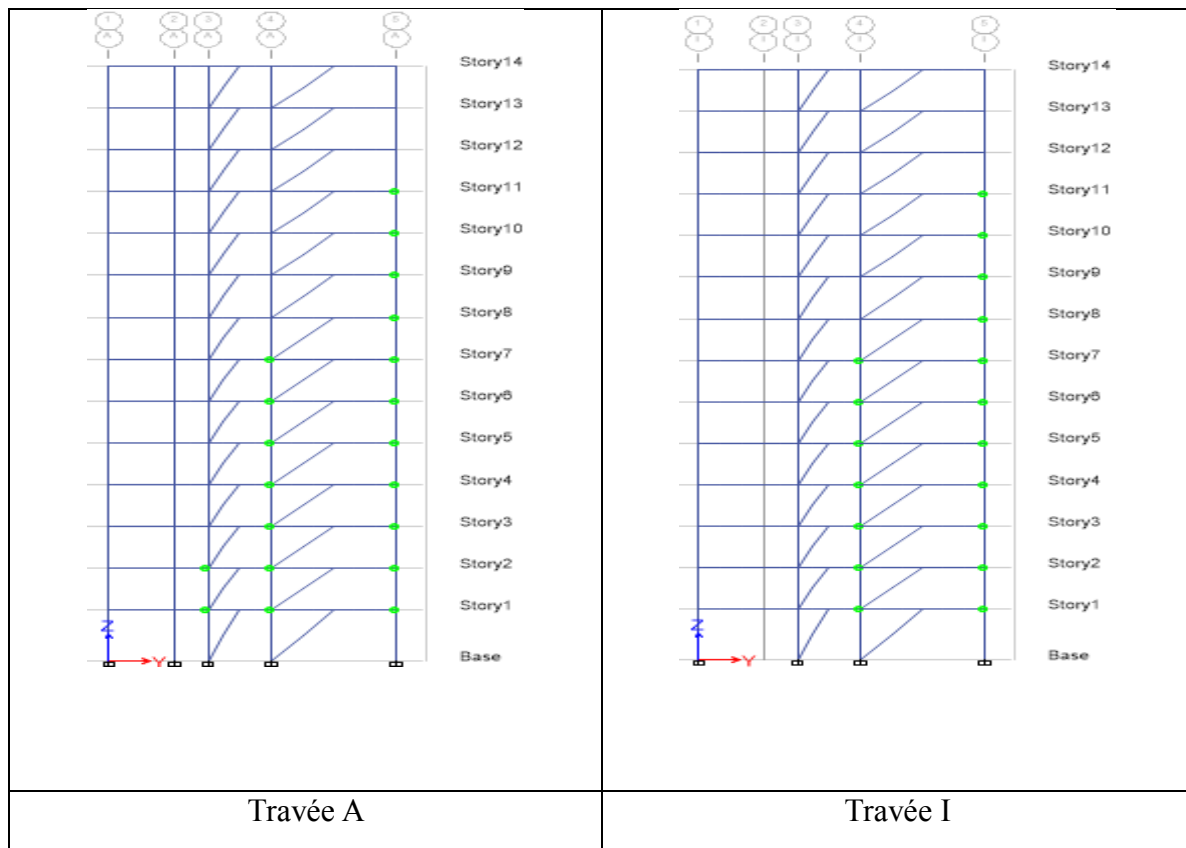
- **Au point de performance :** Le tableau III.7.2.1 illustre le comparatif des distributions globales des rotules plastiques sur ce modèle contreventé en V, selon les poussées

progressives dans le sens X et dans le sens Y. On constate que les barres de contreventement ne sont pas plastifiées.

- **Push X** : On remarque quelques plastifications dans la structure dans les poutres.
- **Push Y** : Un début de plastification apparaît aussi dans le sens y. Des rotules plastiques apparaissent dans les poutres des deux portiques contreventés.

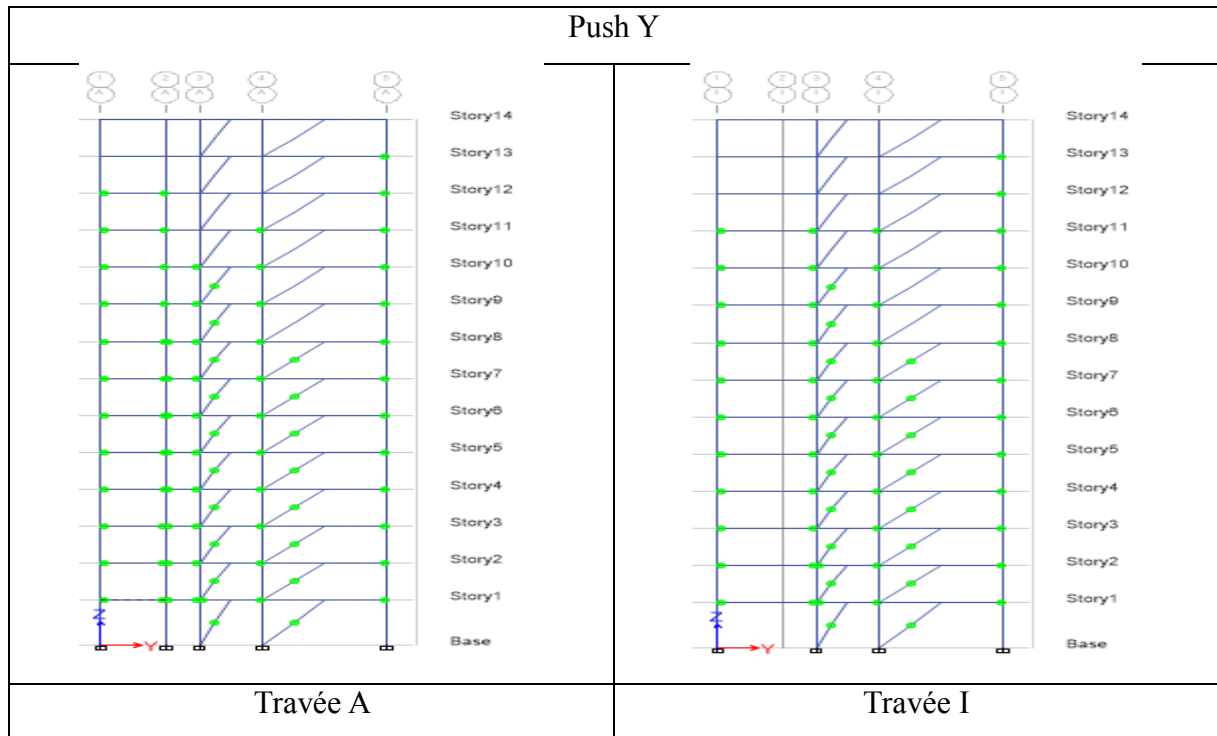
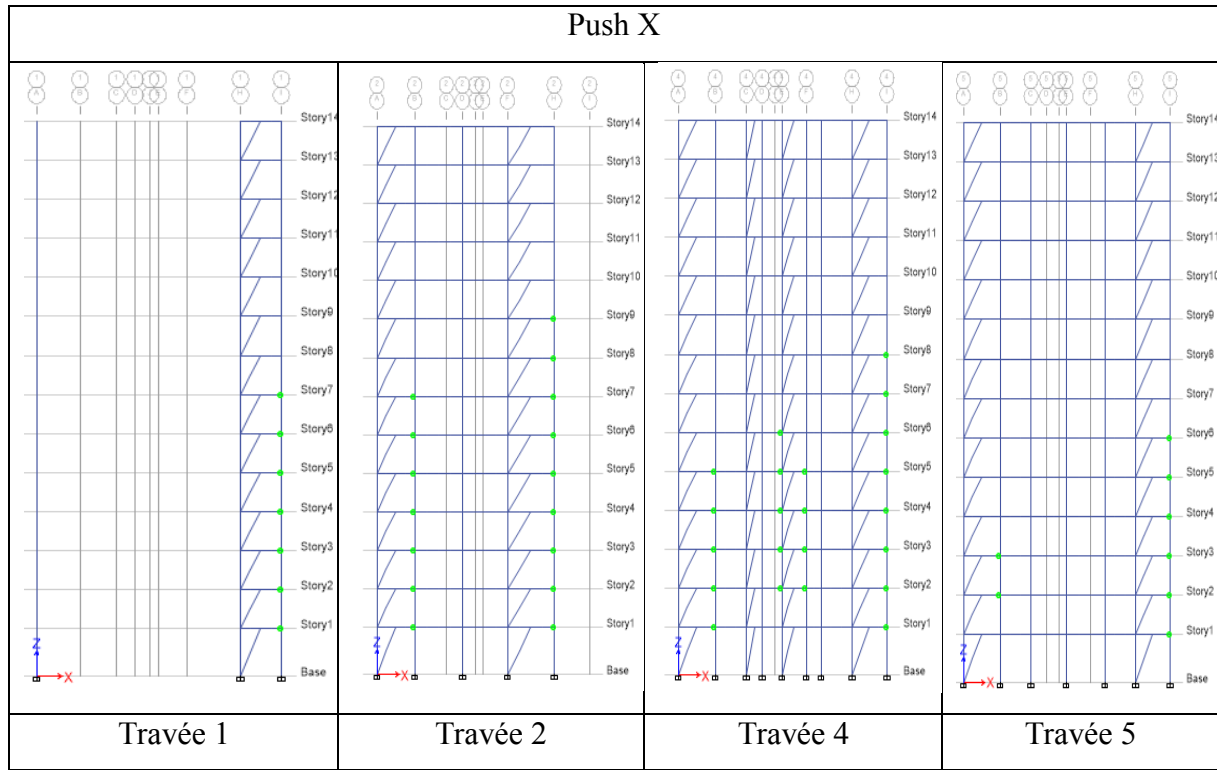
Table III.7.2.1: Etat de plastification des éléments structuraux du modèle B, (Au point de performance)





- **A la rupture :** On remarque une progression des plastifications dans les éléments structuraux de la structure, sans rupture totale.
 - **Push X :** Progression des rotules plastique dans les quatre portiques. On constate que les rotules apparaissent uniquement dans les poutres et aucune dans les barres de contreventement en V.
 - **Push Y :** Propagation des rotules plastique sur la quasi-totalité des poutres des deux portiques contreventés. On note aussi, la plastification des barres de contreventement, qui correspond à des déplacements importants de l'ordre de 80cm.

Tableau III.7.2.1.2 Etat de plastifications des éléments structuraux du modèle B à la rupture.



III.7.3 : Structure avec nouvelle configuration du contreventement en X dans le sens yy (Modèle C)

Dans ce modèle, une seconde configuration des barres de contreventement en X est apportée, dans le sens y. En effet, les barres de contreventement en X sont placées sur d'autres portiques, en essayant d'excentrer au maximum les contreventements.

Dans le sens x, ce modèle a exactement la même configuration que le modèle A.

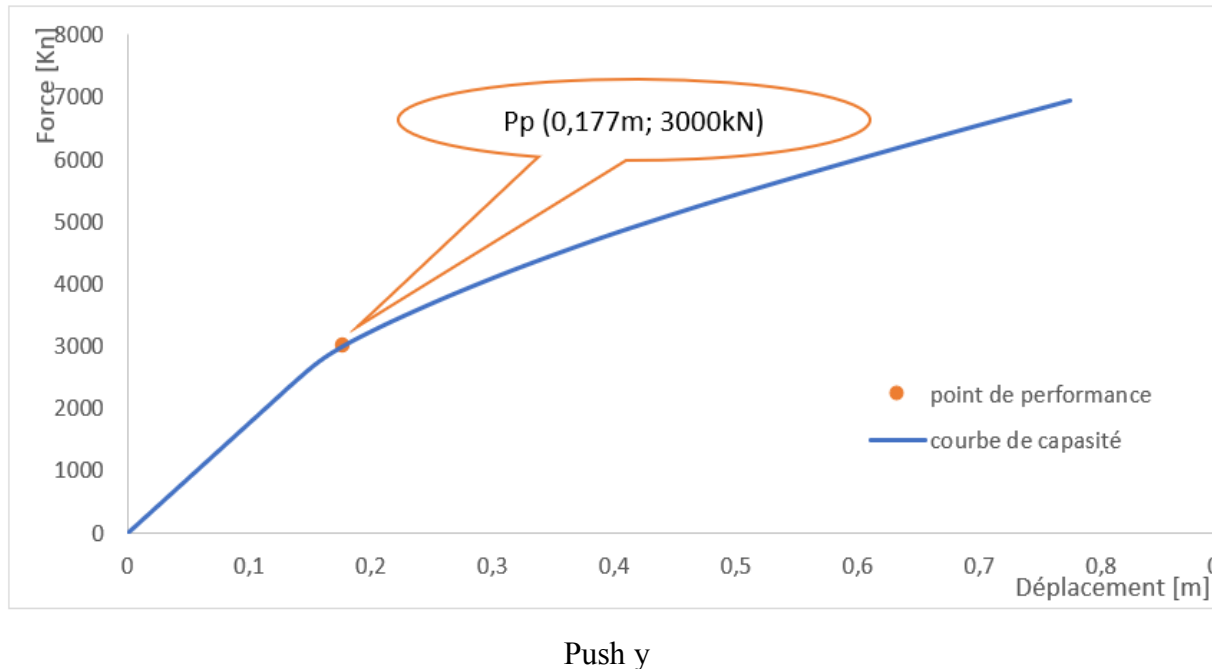


Figure III.7.3.1 : Courbe de capacité et localisation du point de performance (modèle C)

Interprétation : Dans cette seconde configuration, le déplacement de la structure au point de performance est de l'ordre de 17,7 cm. Ce déplacement est pratiquement comparable à celui de la première configuration qui était de 18 cm, avec un même effort de 3000 kN.

- **Etude du modèle C selon l'apparition des plastifications :** Le tableau IV.7.3.1 montre, au point de performance, un début de plastification de certains contreventements des niveaux inférieurs, puis la propagation sur deux niveaux supérieurs à la rupture.

Cependant, en comparant avec le modèle A (première disposition des contreventements en X), on constate que dans ce modèle C, il y a moins de rotules plastiques, au point de performance ainsi qu'à la rupture. En effet, dans le modèle A il a eu rupture d'une barre de contreventement

au RDC, alors qu'ici il n'y a pas de rupture de barres. Ce qui est montré sur la courbe de capacité qui atteint pratiquement les 80cm de déplacement.

Tableau III.7.3.1 : Etat d'endommagement par plastification du modèle C, au point de performance

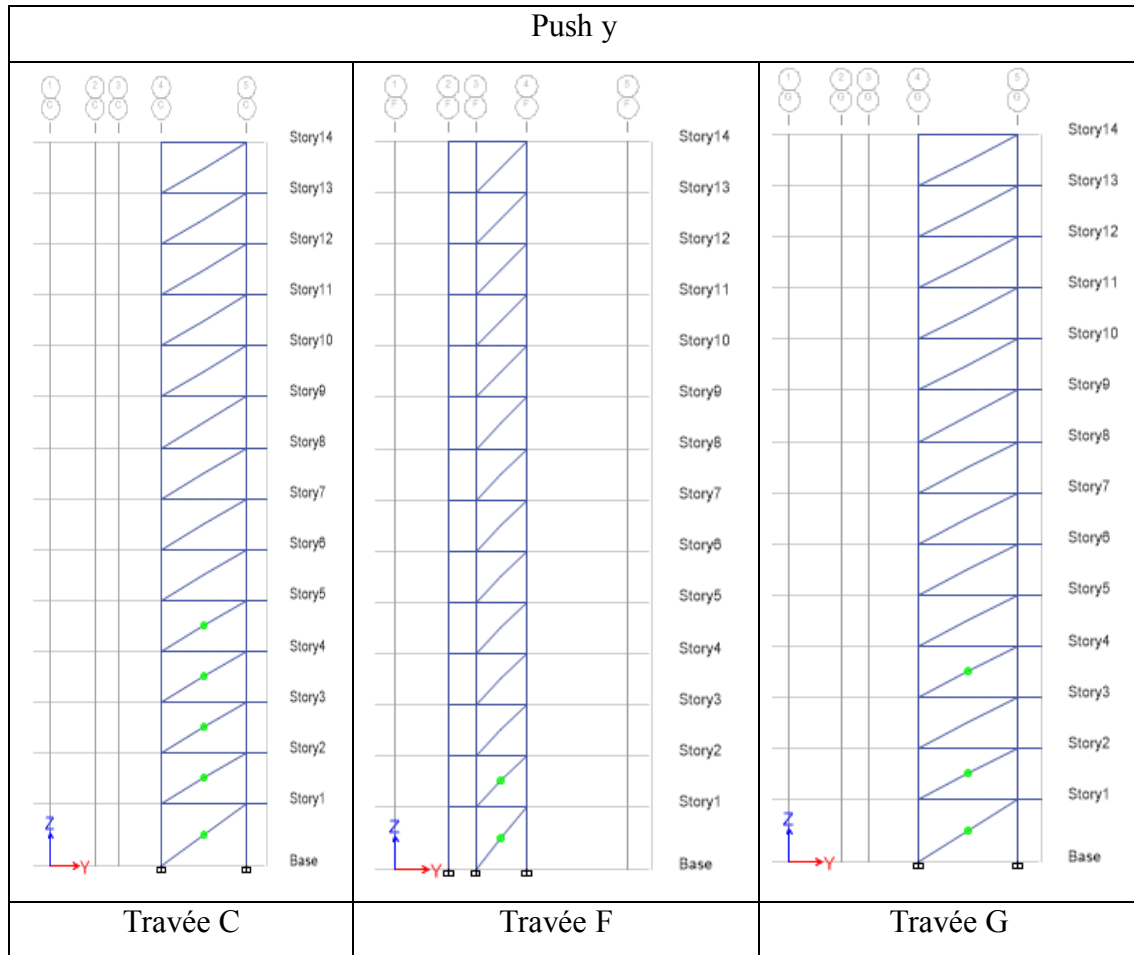
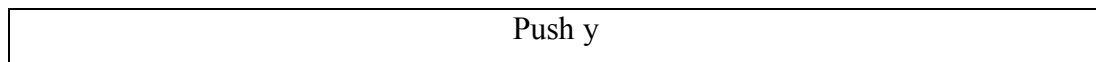
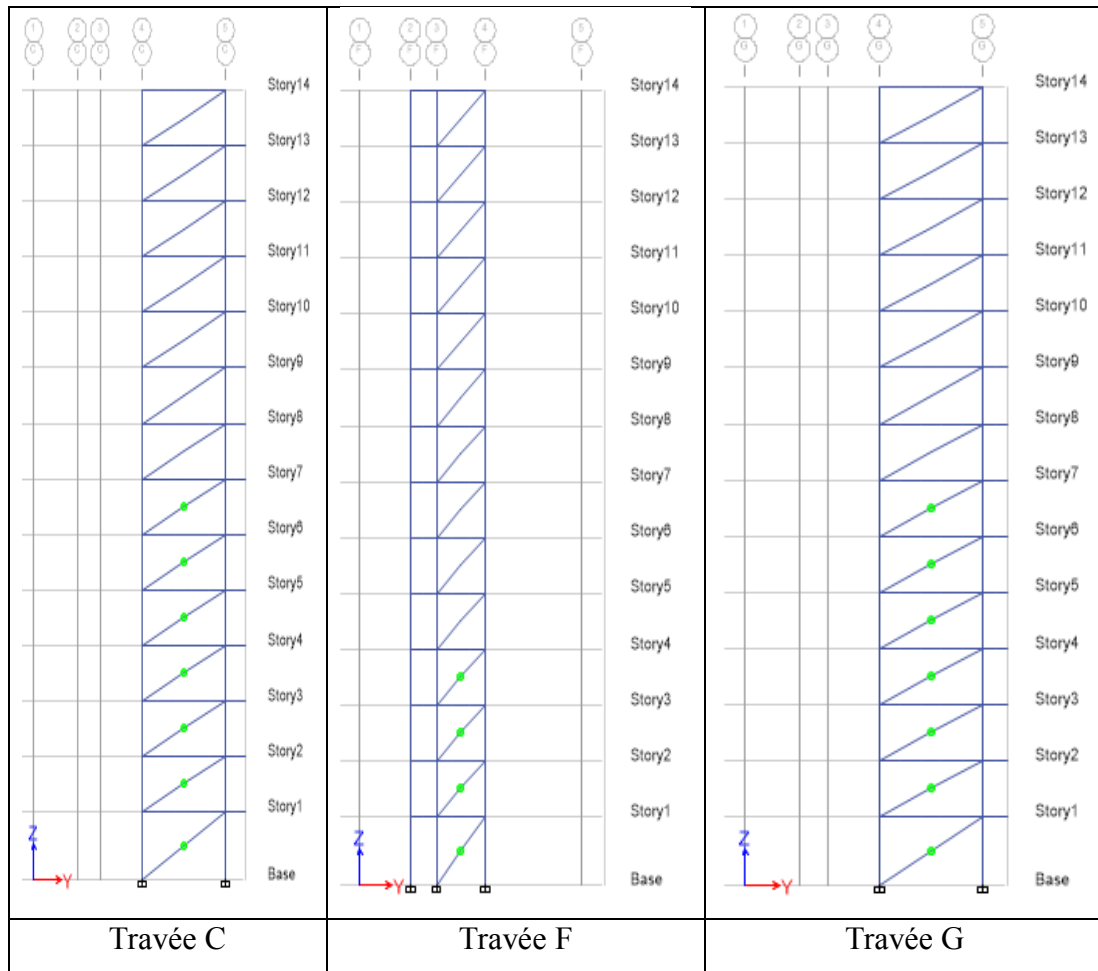


Tableau III.7.3.2: Etat d'endommagement par plastification du modèle C, à la rupture





En résumé cette nouvelle configuration des barres de contreventement en X, apporte un meilleur comportement sous la même sollicitation sismique à la structure considérée.

III.7. 4 : Structure (modèle D) contreventée en V avec quantité d’acier équivalente à celle du modèle de référence

En rappel que dans ce modèle un contreventement en V est appliqué, avec la même quantité d’acier que dans le modèle A contreventé en X. Ceci, pour voir le comportement est liée au système de contreventement ou bien à la quantité d’acier.

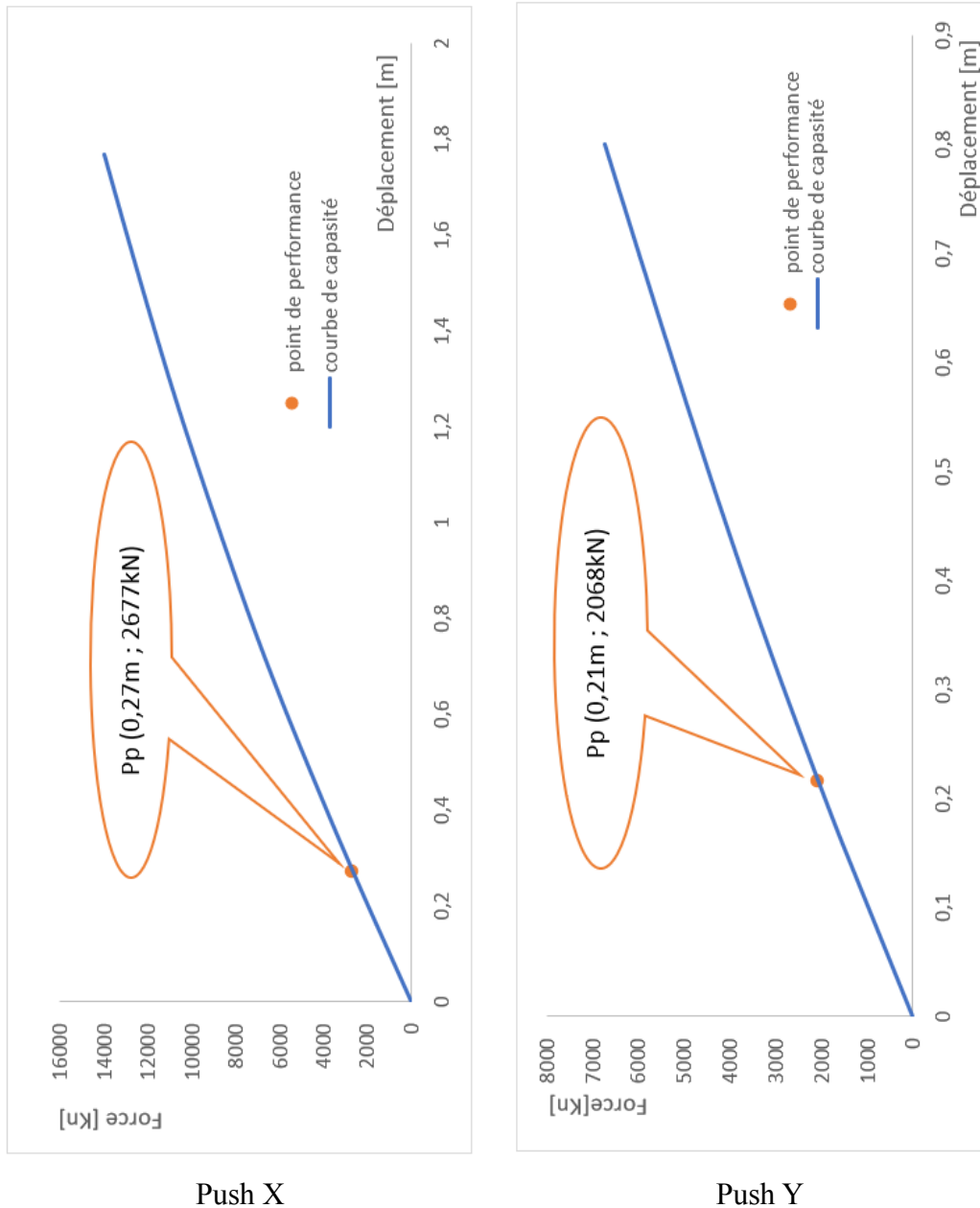


Figure III.7.4.1: Courbes de capacité et localisation des points de performance (modèle D)

Interprétation

L'allure des courbes de capacité de ce modèle avec IPE270 O et IPE400 O dans les sens xx et yy respectivement est comparable à celle des courbes du modèle B, où les contreventements sont en V. Cependant, on note un déplacement ultime dans le sens x de la poussée progressive beaucoup plus important. En effet, la valeur de l'effort tranchant maximal atteint les 14000 kN pour un déplacement de près de 1,8m. Alors que dans le modèle B, le déplacement maximal était de 90 cm pour un effort de 7000 kN.

Lors de la poussée progressive dans le sens y, on retrouve quasiment la même courbe de capacité que dans le modèle B, avec une augmentation de 100kN pour l'effort tranchant ultime pour un même déplacement maximal de la structure de 80 cm. On note que la structure est beaucoup plus flexible avec ce système de contreventement en V.

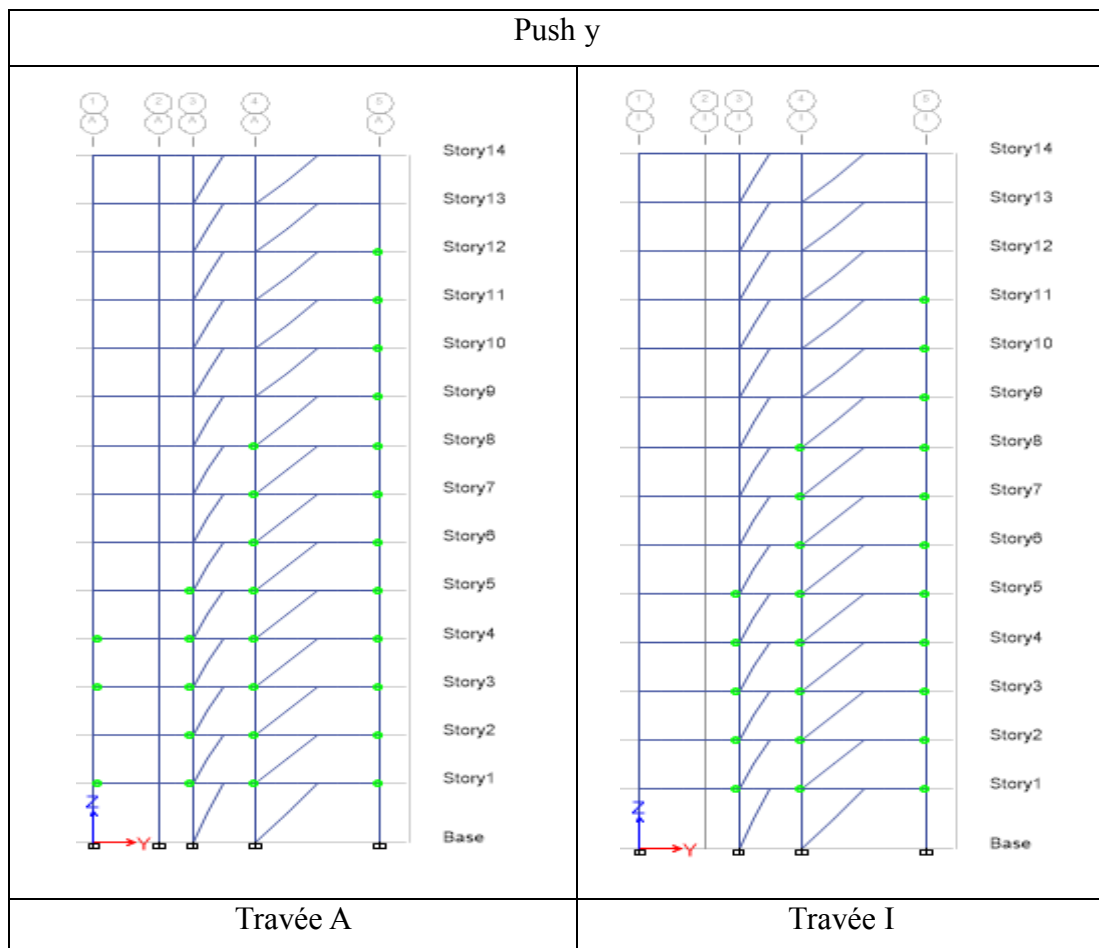
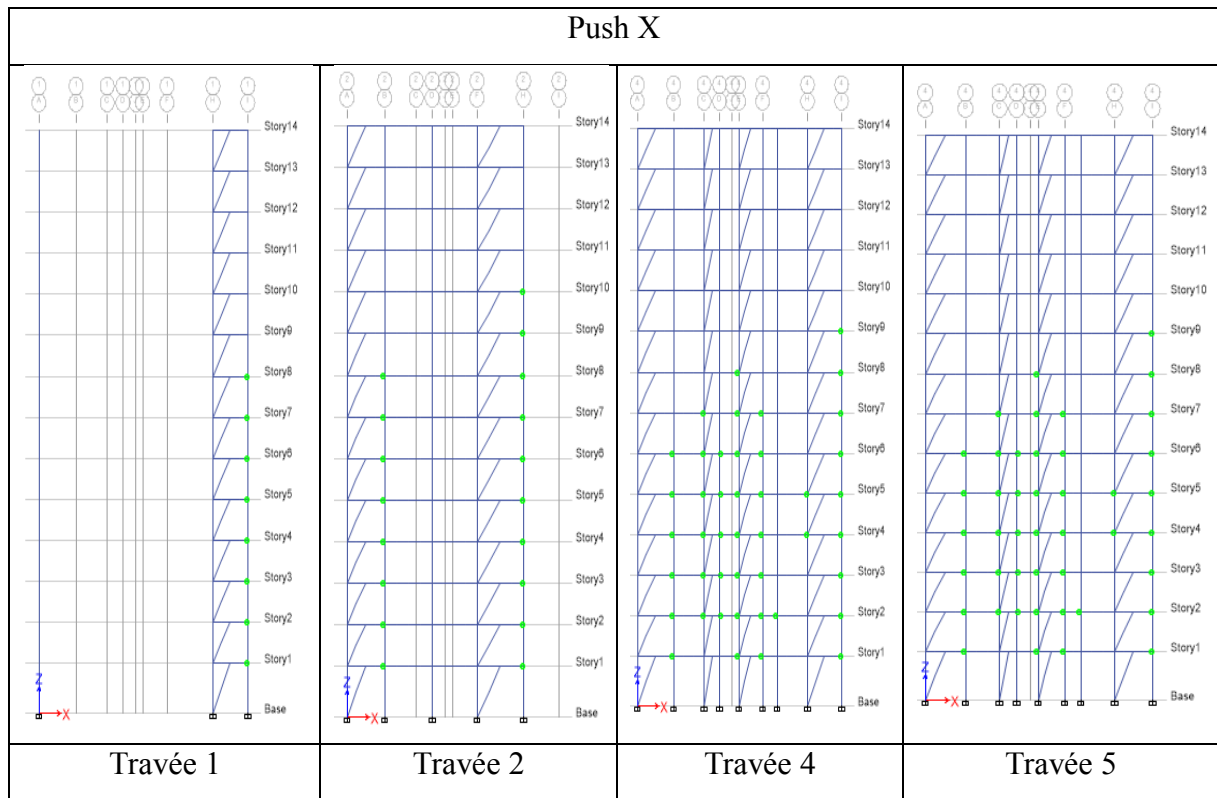
Le point de performance de la structure dans le sens x est le même que pour le modèle B. Dans le sens y, le point de performance est à 21cm au lieu de 27 cm.

Le changement d'IPE de 200 à 400 o, en gardant la même quantité d'acier, n'a pas eu d'influence significative dans le sens y.

➤ Etude du modèle D selon l'apparition des plastifications

- **Au point de performance** : Les tableaux IV.7.4.1 & IV.7.4.2 illustrent le comparatif des distributions globales des rotules plastiques sur la structure étudiée, selon la poussée progressive dans les sens X et Y, selon le spectre de demande sismique du RPA99/2003. Comparé au modèle B (même système de contreventement avec moins de quantité d'acier), on constate l'apparition de rotules sur plusieurs poutres.
 - **Push X** : On constate que la travée 5 qui n'avait pas beaucoup de plastification a beaucoup plus de rotules plastiques. L'ajout de la quantité d'acier a rigidifié les contreventements (aucune plastification dans les barres de contreventement) mais a donné lieu à l'apparition de rotules dans toutes les poutres jusqu'au niveau 7.
 - **Push Y** : Beaucoup plus de rotules sont apparues dans les poutres en comparaison avec le modèle B. Aucune plastification dans les barres de contreventement.

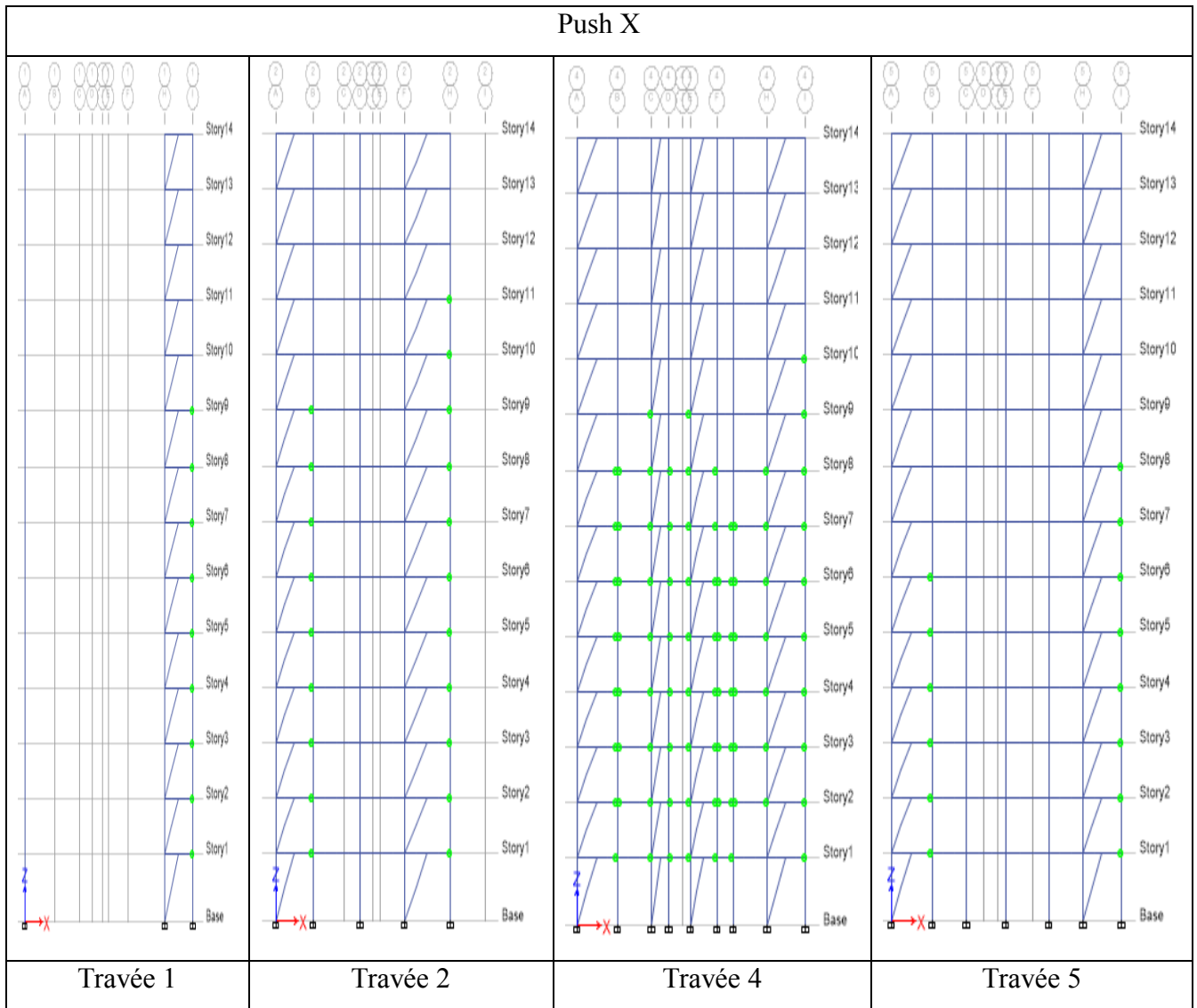
Tableau III.7.4.1 : Etat de plastification du modèle D au point de performance.

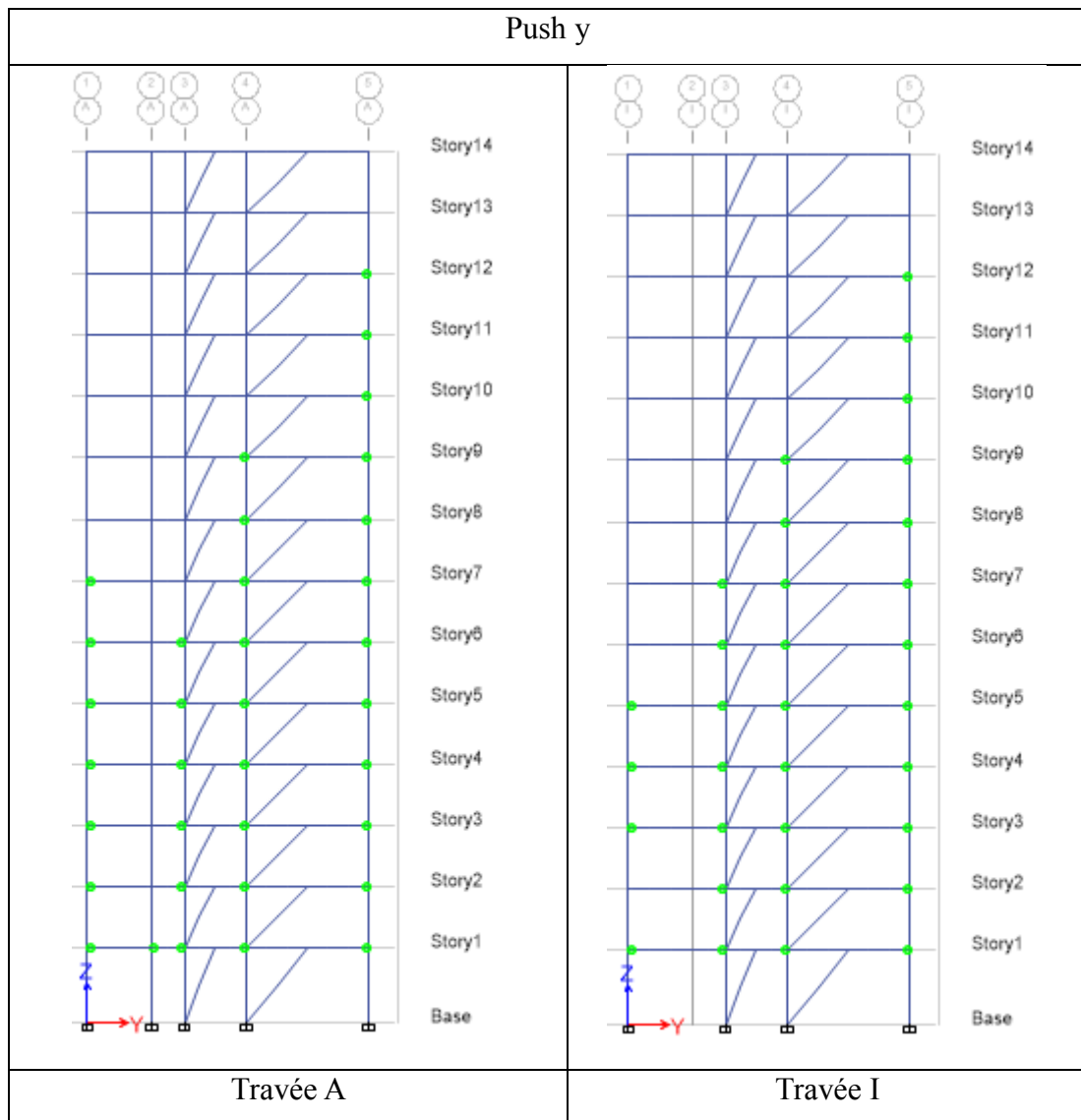


- A la rupture :** L'augmentation de la quantité d'acier a épargné les barres de contreventement qui étaient plastifiées dans le modèle B jusqu'au niveau 9 dans le sens x et jusqu'au dernier niveau dans le sens y. En effet, aucune rotule plastique dans ce modèle sur les contreventements en V, dans les deux sens x et y.

On constate des plastification uniquement sur les poutres.

Tableau III.7.4.2 : Plastification du modèle D à la rupture.





III. 8 Etude du comportement du modèle de référence (A) sous la demande sismique du spectre du RPA 2024

Le comportement du modèle A, classé modèle de référence, est étudié encore une fois, selon la méthode push-over. Les résultats sont donnés par les différentes courbes de capacités (selon les deux directions XX et YY). Les points de performance du modèle est localisé grace au spectre de demande du nouveau RPA2024.

Comme cela a été présenté précédemment pour l'étude sous spectre 99/2003, la discussion porte sur l'état de plastification des éléments structuraux des modèles (apparition de rotules plastiques) à deux moments précis de la poussée progressive :

- *Au point de performance* ; Afin d'avoir le comportement réel du modèle soumis à l'accélération sismique imposée,
- *A la rupture* ; Afin d'avoir l'état d'endommagement finale du modèle.

IV.8.1 Structure avec un contreventement en X (*Modèle A*)

- **Etude du comportement selon l'interprétation des courbes de capacité**

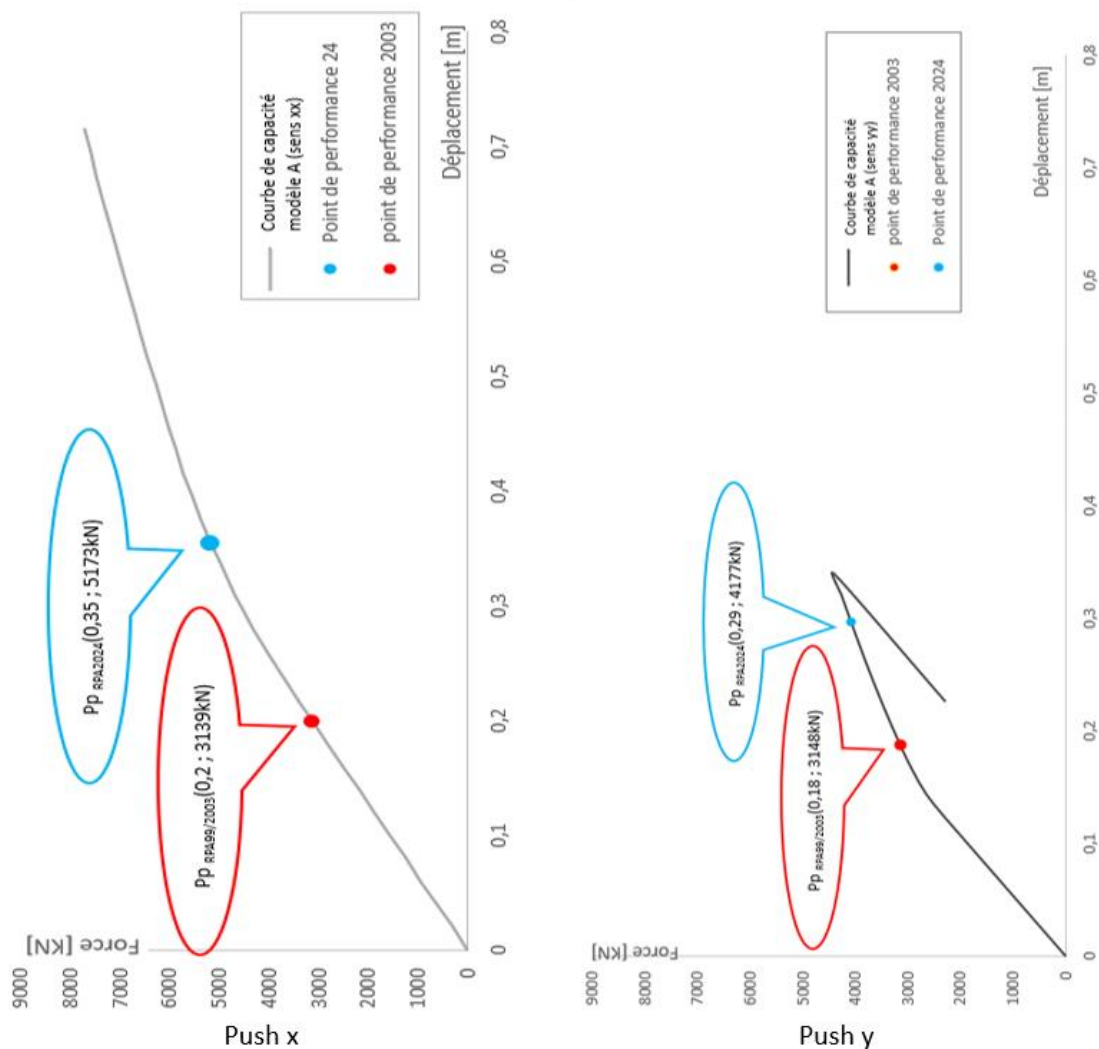


Figure III.8.1: Comparatif de la performance du modèle A sous la demande des deux spectre de réponse RPA99/2003 et RPA2024

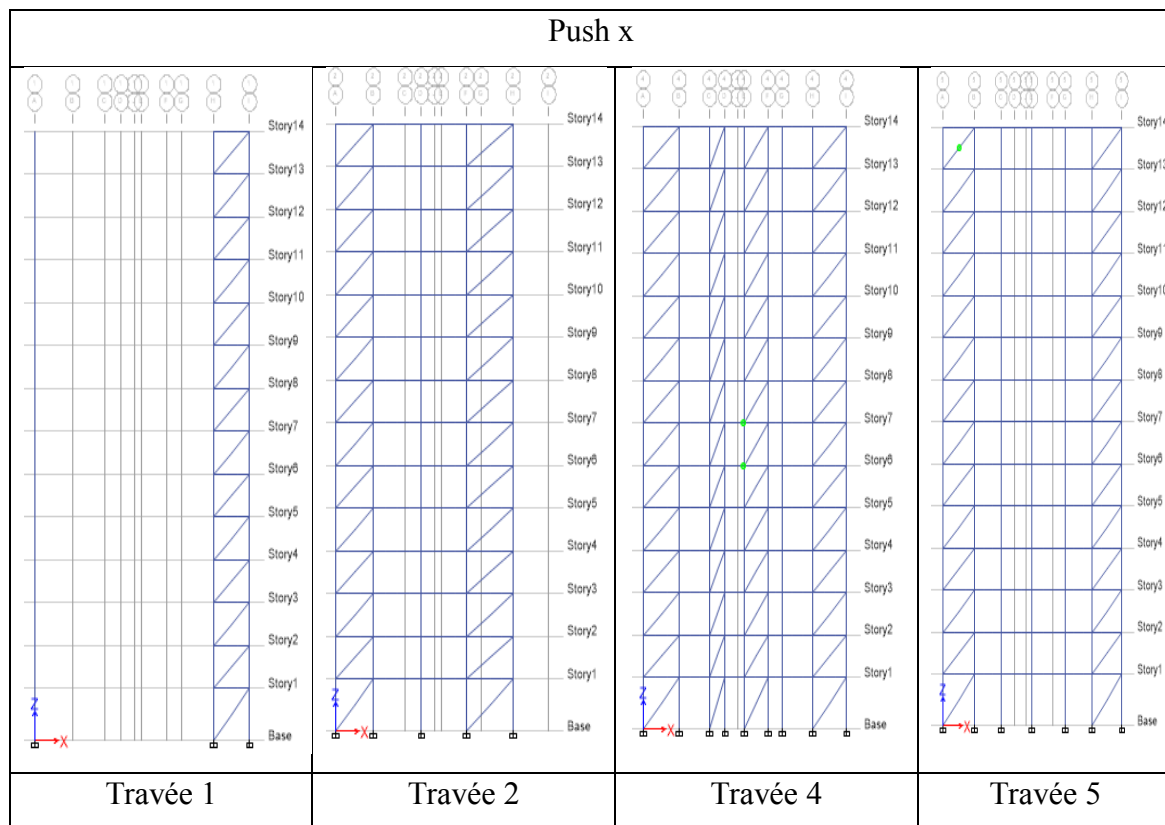
Interprétation : Dans le sens x de la poussée progressive, le point de performance de ce modèle sous spectre RPA2024 (de couleur bleu), correspond à un déplacement de 35 cm sous une force de plus de 5000 kN. Si l'on compare cette valeur avec celle du Pp_x sous spectre RPA99/2003 (de couleur rouge), on remarque un déplacement beaucoup plus important (15cm) ce qui donne une progression de l'ordre de 75%.

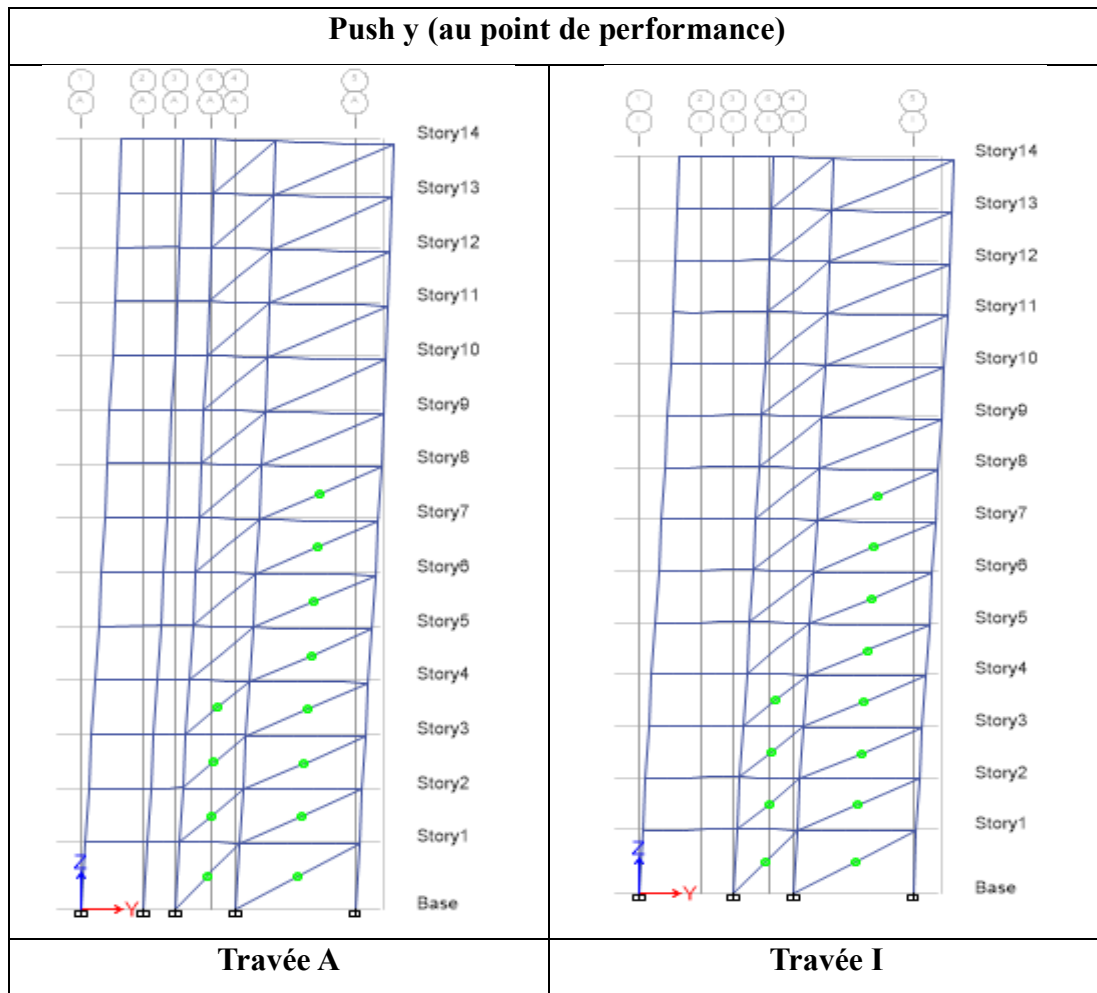
Selon le sens y, on constate également que le point de performance se déplace nettement, avec un déplacement de 29 cm pour une force de plus de 4000 kN. Cet écart de 11cm correspond à une progression de l'ordre de 61,11%.

Ces écarts importants peuvent être expliqués par l'écart important noté sur les spectres de réponse RPA99/2003 et RPA2024 (figure IV.5.1)

- Etude du modèle A (sous spectre RPA2024) selon apparition des plastifications
 - Au point de performance

Tableau III.8.1 : Vues en élévation sur l'apparition des rotules plastique au point de performance du modèle A





Interprétation : Dans le sens x, on remarque l'apparition de deux rotules sur les poutres de la travée 4 de la structure.

Dans le sens y, plusieurs barres de contreventement (en X) plastifiées.

Si l'on regarde les deux points de performance (push x et push y) on voit clairement qu'ils sont tous deux dans le domaine post élastique.

Dans le sens x, le Ppx est juste en début de la courbe plastique, d'où l'apparition de deux rotules sur les poutres. Alors que dans le push y, le point de performance est bien plus loin dans vers la rupture, ce qui explique les rotules sur les barres de contreventement.

Le spectre du RPA2024 est bien plus précis que celui du RPA99/2003 et prend en compte de plus de paramètres de calcul. De plus, la structure de référence étant implanté à Bejaïa bascule de la zone IIa (RPA99/2003) vers la zone VI (RPA2024), où le paramètre A passe de 0,15 à 0,3, ce qui explique les points de performance qui donnent des déplacements plus importants.

III. 9 Etude comparative entre les deux modes de contreventements (X et V)

III.9. 1 Comparatif des courbes de capacité et points de performance

Après l'étude du comportement des modèles selon les différentes configurations des contreventements, puis la comparaison entre les deux spectre RPA99/2003 et RPA2024 pour le modèle de référence, dans cette partie, une comparaison est entreprise entre les deux configurations en X et en V, des contreventements, afin d'avoir des résultats sur la configuration optimale, donnant lieu à un meilleur comportement selon leurs points de performance respectifs.

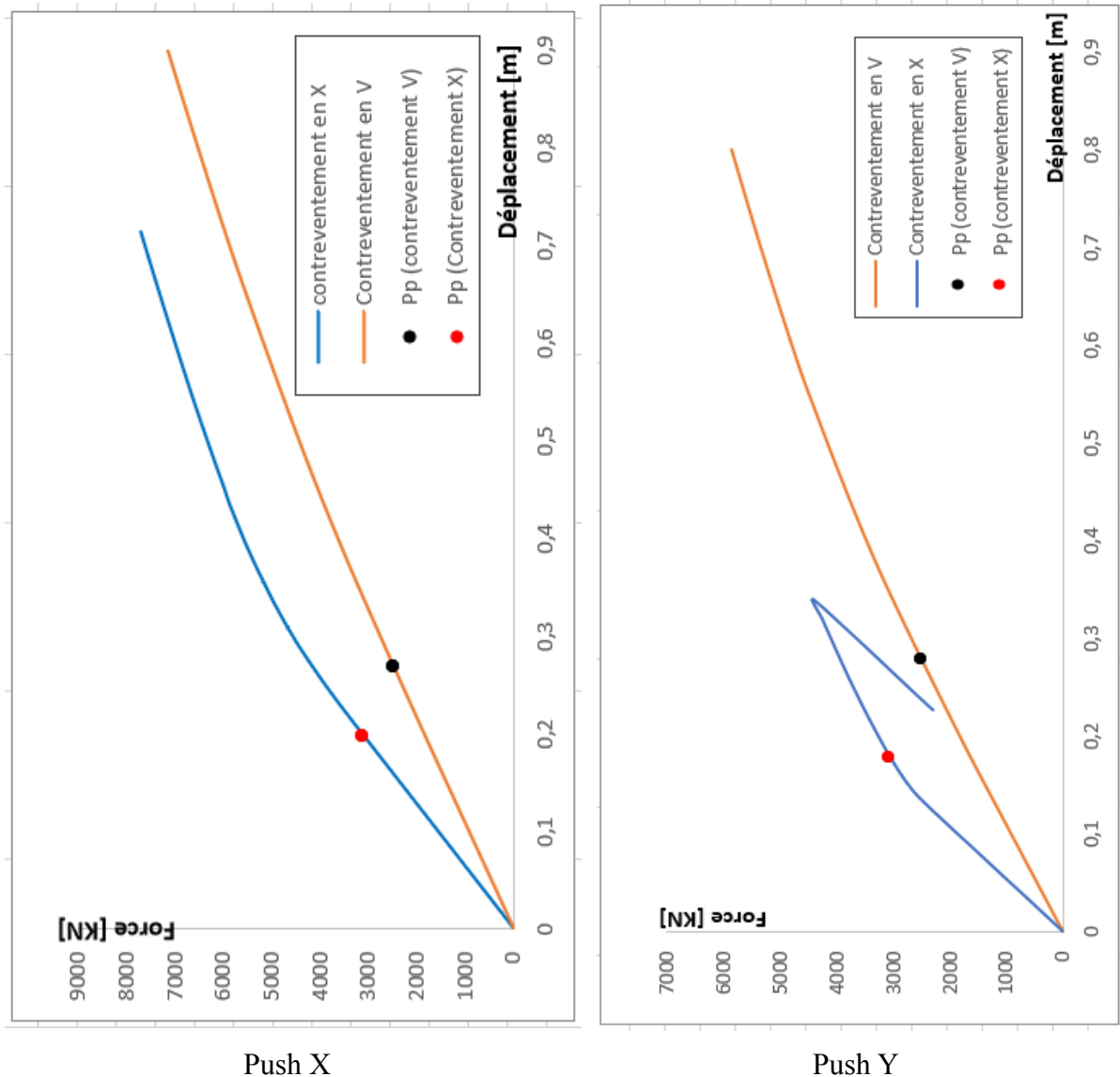


Figure III.9.1 : Courbes de capacité et points de performance des modèles A et B sous spectre RPA 99/2003

Interprétation

Les figures ci-dessus présente les courbes de capacité issus de la poussée progressive des deux modèles A et B avec respectivement les contreventements en X et V.

Dans le sens x de la poussée (push x), on constate que le contreventement en X arrive à des efforts de 8000 kN pour un déplacement maximal de 70 cm. Alors que le modèle B, arrive à 7000 kN pour un déplacement maximal de 90 cm.

Dans le sens Y (Push Y), on remarque une grande différence entre les deux modèle, liée à l'arrêt brusque de la courbe de capacité du modèle de référence, où des barres de contreventement en rompu.

On constate que les courbes du modèle A présente une pente initiale plus raide que celles du modèle B, traduisant des rigidités initiales élevée. En revanche, ce dernier (contreventé en V) présente des pentes moins raides, traduisant des rigidités plus faibles mais constante.

Le contreventement en X se distingue par une réponse plus rigide et plus résistante à court terme, mais pourrait être moins ductile à long terme. À l'inverse, le contreventement en V, bien que moins rigide initialement, offre une meilleure capacité de déplacement (ductilité) et une résistance plus progressive.

On observe que la courbe de la structure contreventée en X (en bleu) a un comportement non linéaire avec une augmentation rapide de la force au début (pente raide désignant un comportement élastique), puis un comportement plastique bien marqué, en comparaison avec la courbe du modèle B (contreventé en V).

Concernant la courbe en orange, montre un comportement pratiquement purement élastique. En effet, pour cette configuration de contreventement en V, on ne voit pas de démarcation visible des deux parties ; élastique et plastique.

Les points de performance, dans le sens x), montrent que le contreventement en X atteint sa performance à un déplacement plus faible (20 cm) avec une force d'environ 3100 kN, tandis que le système en V réagit à la demande imposée avec un déplacement de 27 cm. Cette différence en déplacement est de l'ordre de 35%.

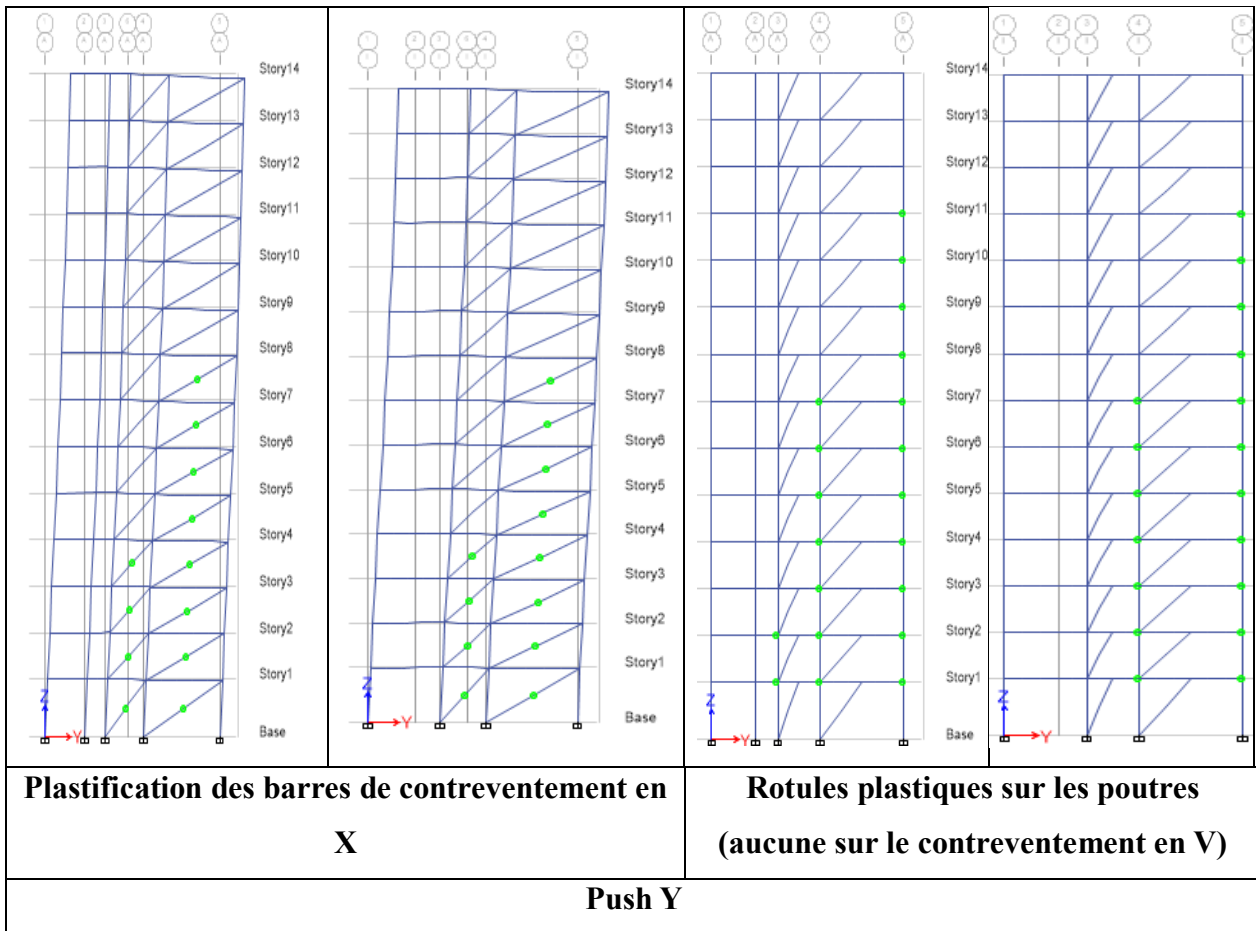
Dans le sens y, l'écart entre les deux points de performance en déplacement est de l'ordre de 55,5%. Cet écart est plus marqué dans ce push y en comparaison avec le push x.

III.9. 2 Comparatif de l'état de plastification des modèles A et B (contreventés en X et en V respectivement)

- Aux points de performance

Tableau III.9.2.1Etat de plastification des modèles A et B aux points de performance

<p>Aucune plastification dans les 4 portiques</p>	<p>Portique 1, 2 et 4 avec quelques rotules plastiques sur les poutres</p>		
<p>Contreventement en X</p>	<p>Contreventement en V</p>		
<p>Push X</p>			

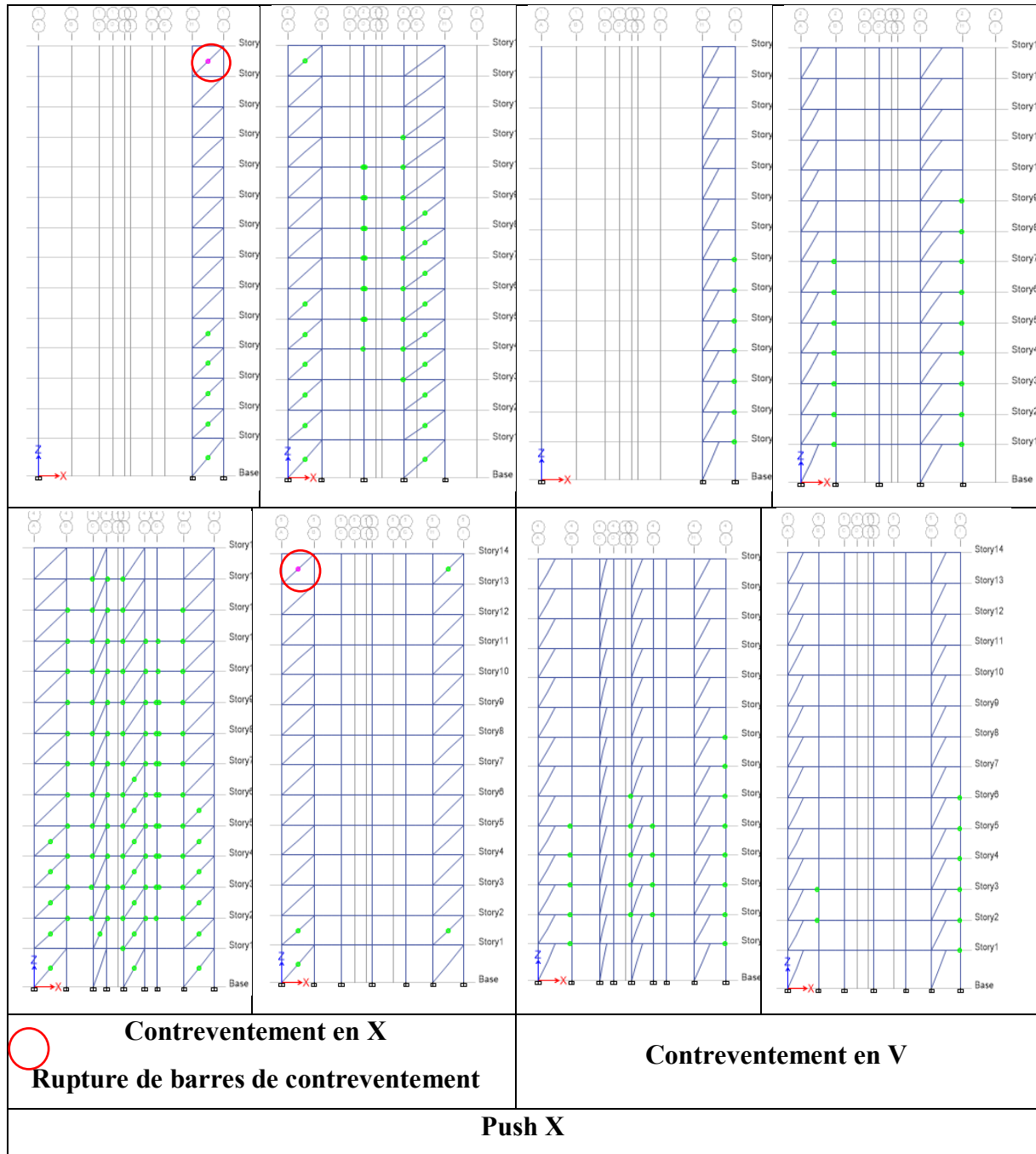


Interprétation : Dans le tableau ci-dessus, certaines rotules apparaissent dans le modèle B alors que dans le modèle A, aucune plastification (le point de performance est dans le domaine élastique).

Dans le sens y de la poussée, on constate qu'au point de performance les palées de contreventement en X ont subi des plastifications, alors que celles en V n'ont aucune rotules plastiques (plastification dans les poutres).

- *A la rupture*

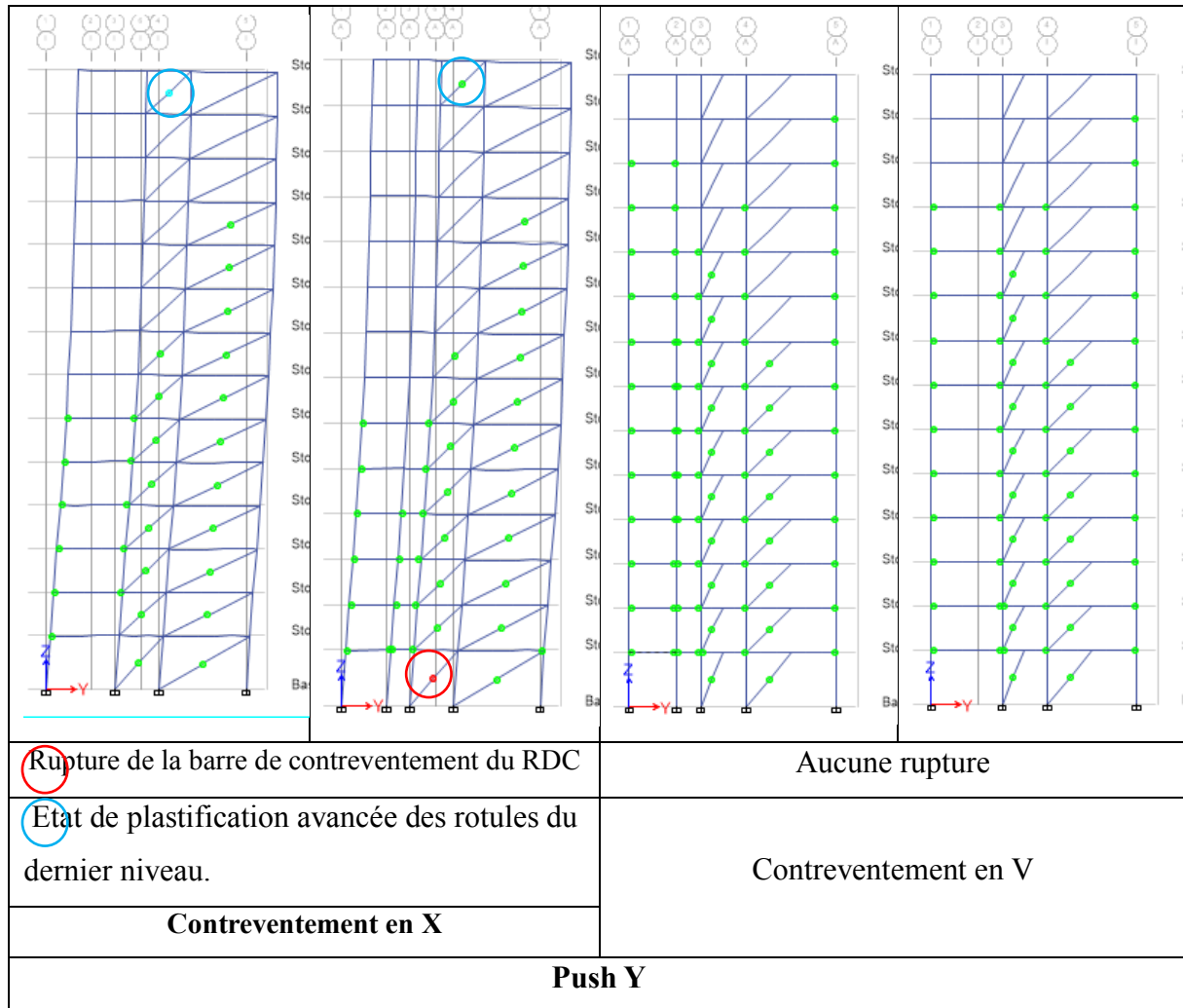
Tableau III.9.2.2 : Comparatif entre l'état de plastification à la rupture du modèle A et du modèle B



Interprétation : Dans le sens x de la poussée progressive, on constate qu'à la rupture, le modèle A (contreventé en X) a subi des ruptures de palées de contreventement en X au dernier niveau (14) dans les deux portiques de rive (1 & 5).

En comparaison, aucune dégradation des palés de contreventement en V.

Ce qui explique les 20 cm d'écart de déplacement apparaissant entre les deux courbes de capacité.



Interprétation : Dans le push y, l'arrêt brutale de la courbe de capacité du modèle A est expliqué par la rupture d'une barre de contreventement au RDC.

En comparaison le modèle B n'a aucune rupture dans éléments de contreventement.

III. 10. Comparaison entre les contreventements X et V avec même quantité d'acier

Dans cette partie, nous comparons les types de contreventements (en X et en V), mais tout en gardant la même quantité d'acier.

Les résultats de cette modélisation non linéaire est donnée sur la figure IV.10.1

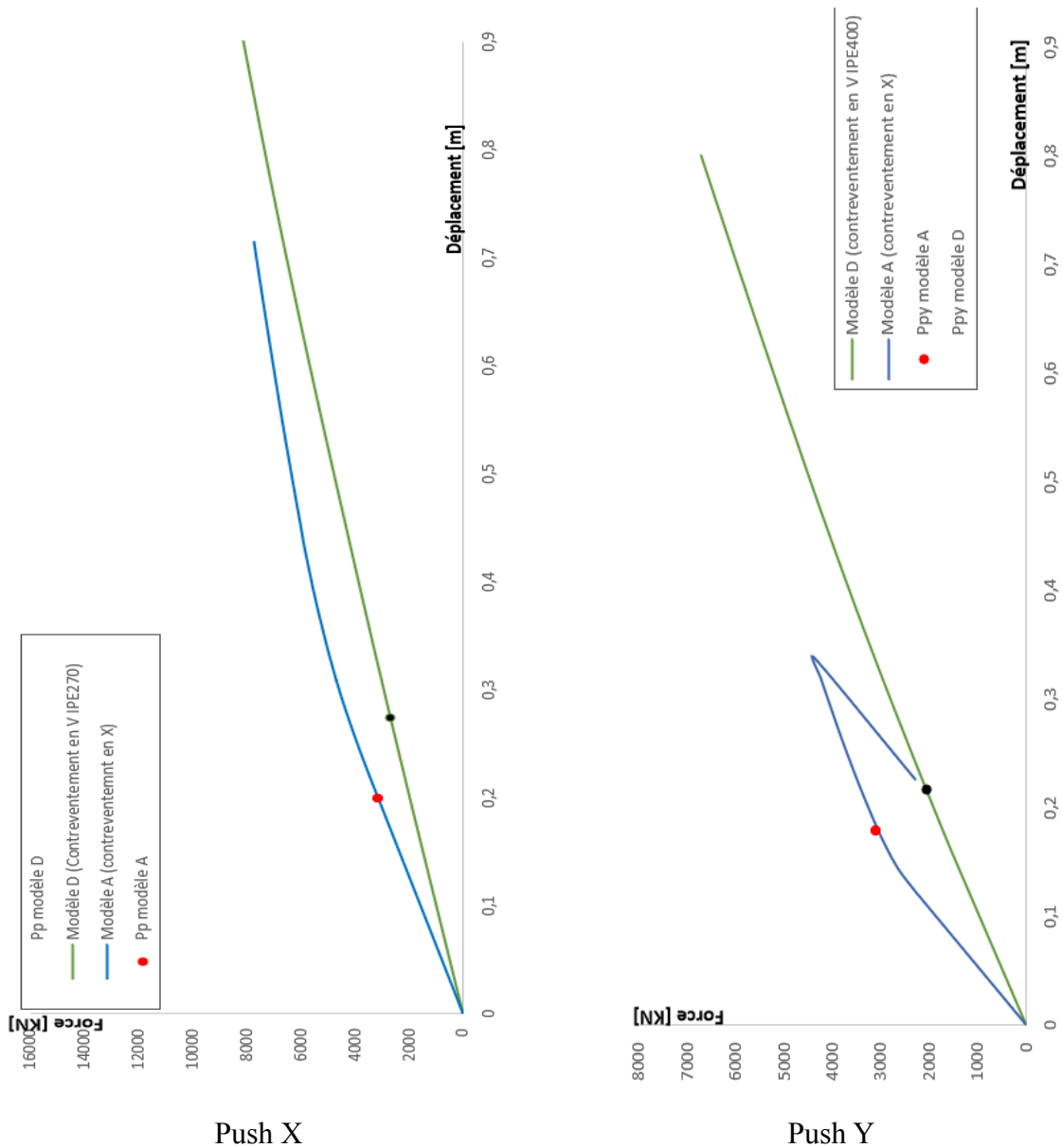


Figure III.10.1 : Comparatif entre les courbes de capacités et les points de performances des modèles ayant la même quantité d’acier (modèles A et D)

Interprétation : Le contreventement X présente un comportement initial très rigide, atteignant rapidement une force importante pour un faible déplacement. En revanche, le contreventement V (IPE400) se caractérise par une réponse linéaire constante sur toute la zone de déplacement, lui permettant d’atteindre des déplacements beaucoup plus importants.

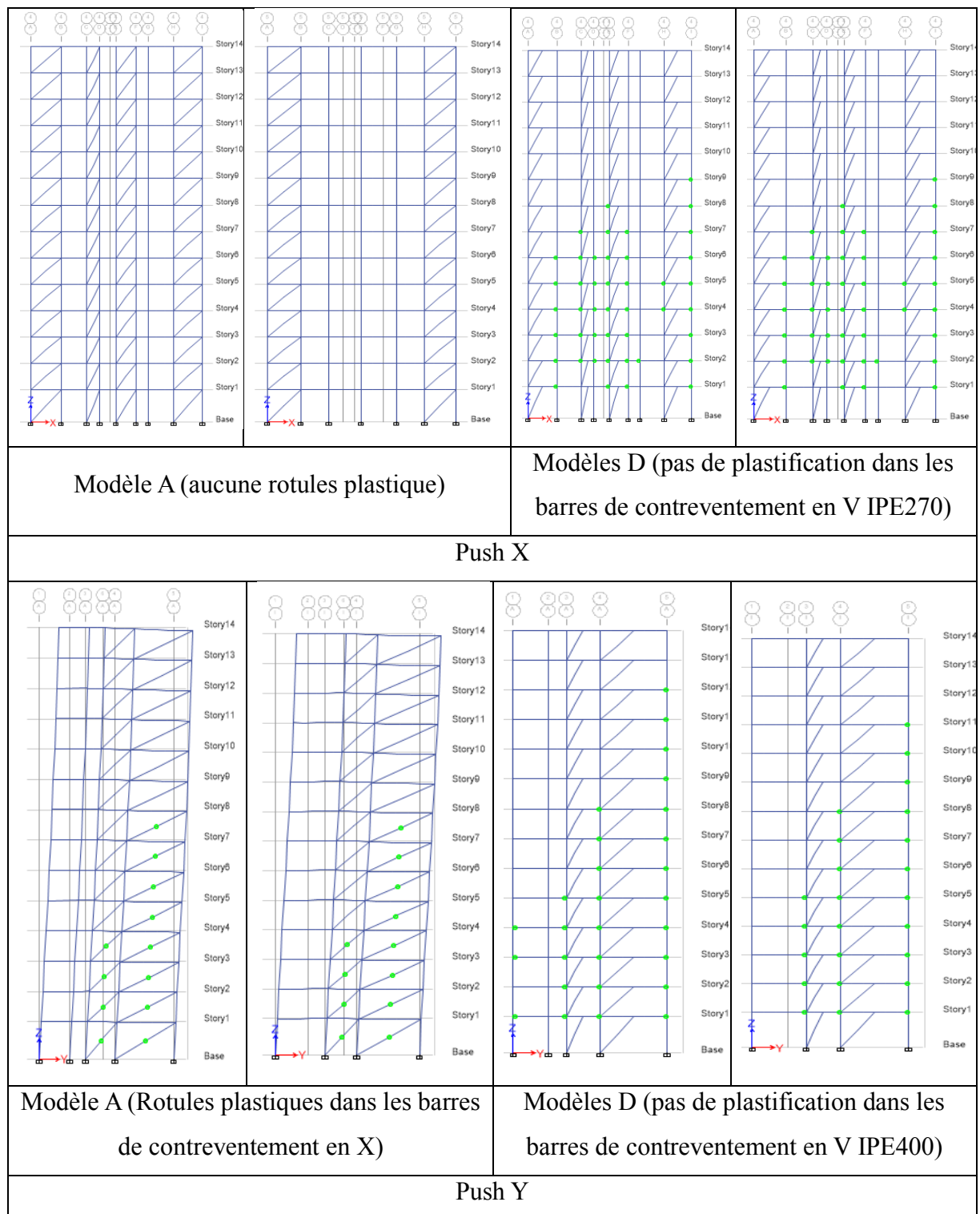
On constate que la partie plastique de la courbe de capacité du modèle D n’apparaît pas, ce qui indique un manque en ductilité de ce modèle.

L’écart entre les points de performance dans le sens x est de 7 cm en déplacement. Alors que dans le sens y, l’écart est de 3,6 cm. Avec un déplacement plus important pour le contreventement en V.

Le tableau ci-dessous montre le comparatif entre l'état de plastification des deux modèles au point de performance.

NB : Dans le sens x de la poussée, seules les travées les plus plastifiées sont présentées, dans ce comparatif.

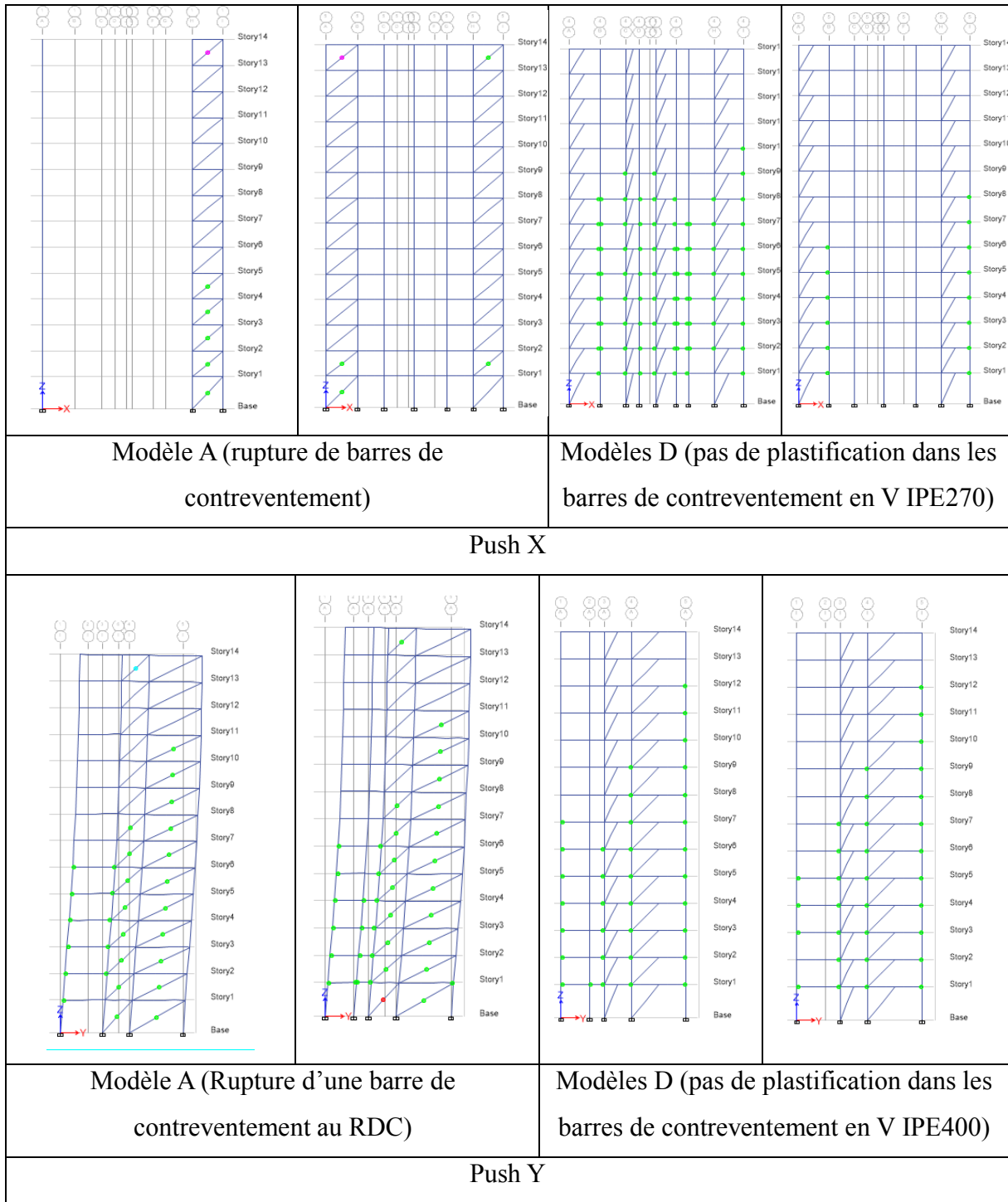
Tableau III.10.1. Comparatif entre l'état de plastification aux points de performance des modèles A et D



En termes d'apparition de rotules plastique, on constate que le modèle D a un meilleur comportement car il n'y a aucune rotules plastiques dans les palées de contreventement en V.

A la rupture, le tableau ci-dessous montre que l'argumentation de la quantité d'acier a donné lieu à l'absence de rotules dans les palées de contreventement en V.

Tableau III.10.2 Comparatif entre l'état de plastification à la rupture des modèles A et D



Interprétation : On constate que l'ajout de quantité d'acier pour le contreventement en V, apporte un bien meilleur comportement. En effet, en comparaison avec le contreventement en X il n'y a aucune rupture ni plastification sur les barres de contreventement.

III. 11. Comparaison des deux contreventements en X (modèles A et C)

Dans la nouvelle configuration des contreventements en X (modèle C), on constate sur cette figure que son point de performance est pratiquement confondu avec celui du modèle A (1^{ère} configuration des contreventements en X).

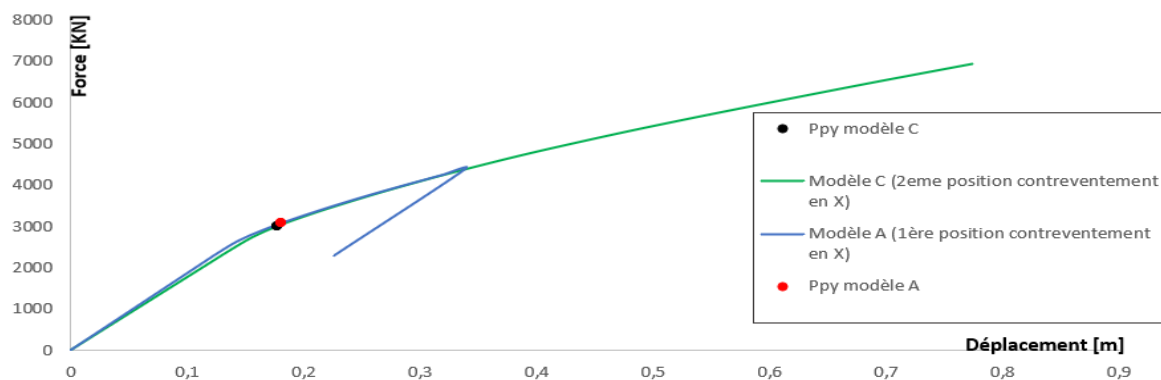


Figure III.11.1. Comparatif entre courbes de capacités (push y) et points de performance des deux modèles A et C (contreventées en X avec deux positions différentes)

Dans ce sens de la poussée progressive, cette seconde configuration des barres de contreventement en X apporte un meilleur comportement à la structure. On voit clairement que la courbe de capacité dans ce sens y, se prolonge jusqu'à un déplacement de 80 cm.

Ainsi, il n'y a pas eu de rupture brutale des barres de contreventement.

Conclusion

En conclusion de toutes ces comparaisons, on peut dire que le système de contreventement reprenant au mieux la sollicitation sismique est le contreventement en X (selon les paramètres de la structure étudiée). Quant à sa disposition la seconde configuration (la plus excentrée) donne un meilleur comportement. En effet, la courbe de capacité interrompue due à la rupture de barre de contreventement, continue vers des déplacements plus importants sans rupture brutale. Enfin, l'ajout de la quantité d'armature au contreventement en V (égal à la quantité en X) a poussé le point de performance vers un déplacement un peu plus important mais cette configuration en V reste moins rigide que celle en X, avec des courbes de capacité n'ayant pas les deux parties distinctes élastique-plastiques.

La configuration en X, donne une meilleure ductilité à la structure.

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre formation, notamment dans le domaine de la construction métallique.

Nous avons pu approfondir notre compréhension des règles de calcul, tant en statique qu'en dynamique, ainsi que des règlements techniques relatifs à la conception des structures métalliques.

Ce travail nous a également permis de développer de nouvelles compétences, notamment dans l'utilisation de logiciels professionnels comme ETABS© et Robot, qui nous ont aidé à modéliser la structure métallique. Les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit :

- Le contreventement en X, notamment en configuration excentrée, offre la meilleure performance sismique.
- Il présente une bonne ductilité avec une transition progressive sans rupture brutale.
- Le contreventement en V, même renforcé, reste moins rigide et moins efficace.

Perspective :

- L'emploi d'autres systèmes de contreventement tel que : un contreventement mixte, par portique.....etc.,
- Utilisation d'autres caractéristiques mécaniques pour le matériau acier.

- https://fr.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9isme_de_2003_%C3%A0_Boumerd%C3%A8s
- Nekkouche .A (2018-2019). Évaluation des dommages plastiques des structures élancées sous sollicitations sismiques . Thèse de doctorat, université mouloud Mammeri Tizi ouzou.
- L'expertise technique et scientifique <https://www.techniques-ingenieur.fr/> .
- <https://www.studysmarter.fr/>
- Akkouche .K . Développement d'un système Expert pour la réhabilitation des structures endommagées par des séismes. Thèse de doctorat ,université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.
- Cahiers « Conception parasismique »
Edités par les grands ateliers de l'Isle d'Abeau. Par Milan Zacek et Patricia Balandie.
- « Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie»
Editions Presses de l'Ecole Nationale des Ponts.
- ATC-40 (1996), Seismic evaluation and retrofit of concrete building, Report No.SSC 96-01. Redwood City, CA, USA.
- FEMA-356 (2000), Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of building, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), USA.
- Eurocode 8 (2004), Design for earthquake resistance, part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, European standard EN 1998-1. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- CSI (2005), Analysis Reference Manual for SAP2000®, ETABS® and SAFE™.
- Louzai A. (2016), Evaluation du facteur de comportement de structures en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaire, Thèse de doctorat, Université de Tizi-Ouzou, Algérie.
- Monavari, B., & Massumi, A. (2012), Estimating displacement demand in reinforced concrete frames using some failure criteria, International Journal of Advanced Structural Engineering, Vol. 4, No 1, Doi:10.1186/2008-6695-4-4.
- Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003 (2003) : Centre National de recherche en Génie Parasismique, Algérie.

- A. Seghir (2007), Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 (2003), Pathologie de construction et dommages sismiques, Séminaire, Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction, Bejaia, Algérie.
- Kahil A. (2015), Évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique, Thèse de doctorat, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.
- Mwafy A.M., Elnashai A.S. (2001), Static Pushover versus Dynamic Collapse Analysis of RC Building, Engineering Structures, Vol. 23, pp. 407-424.
- Livre Dehmani .L maitre de conferance a UMMTO

Annexe 01 : Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

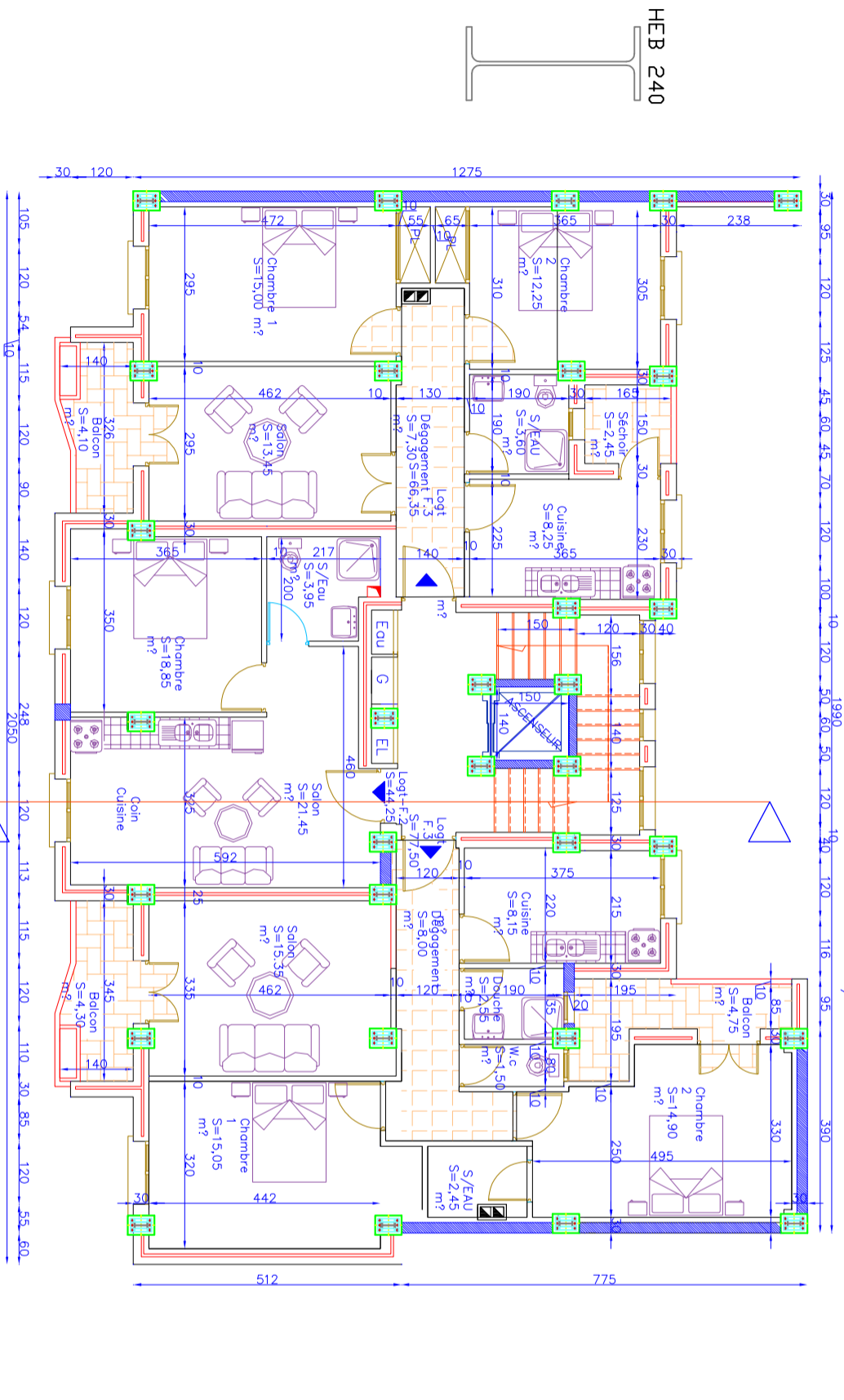
Annexe 02 : Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

Annexe 03 : section d'armature en mm²

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	61,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

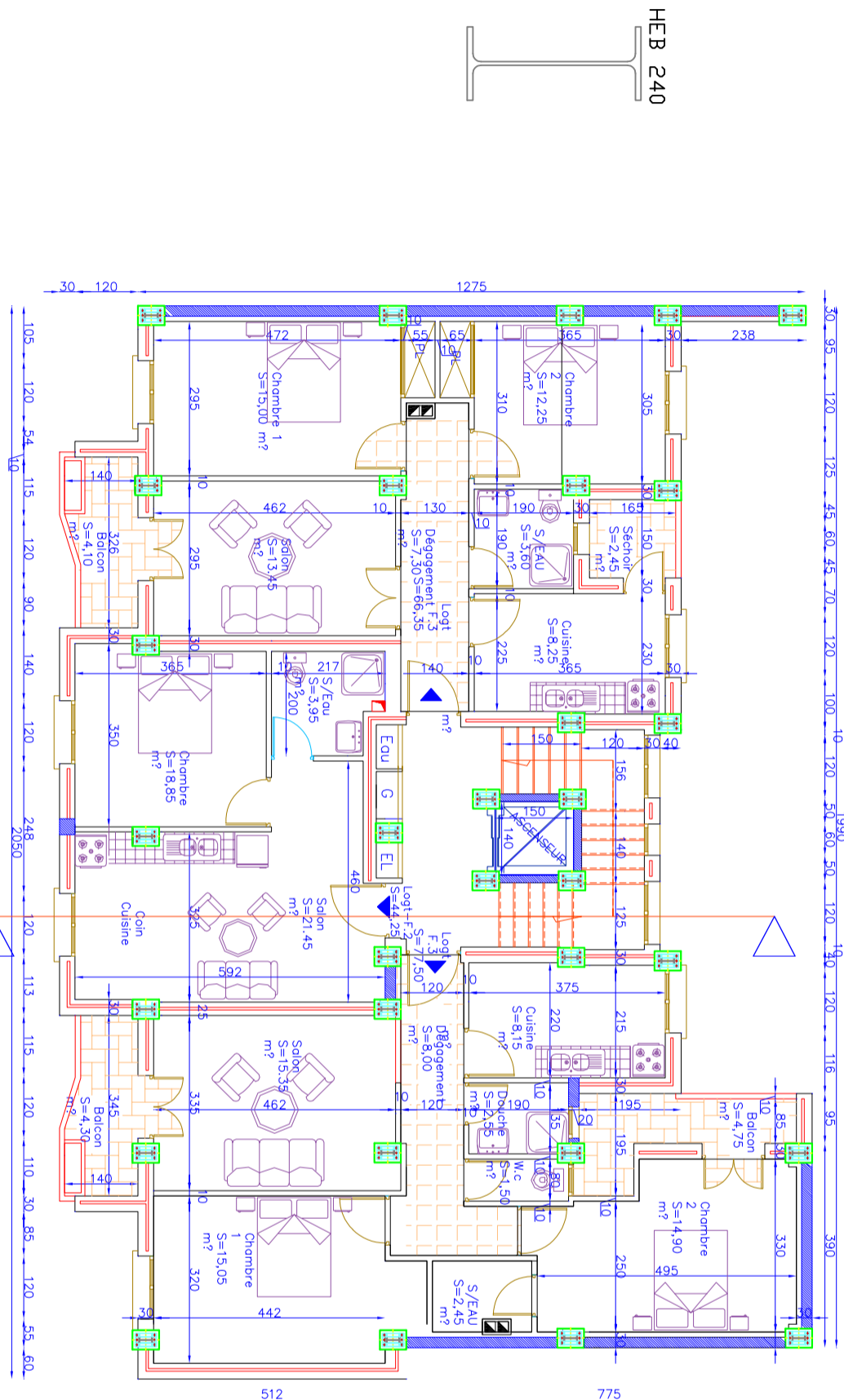
PLAN ETAGE 13 Ech: 1/50



HEB 240



PLAN DE COUVERTURE Ech: 1/50



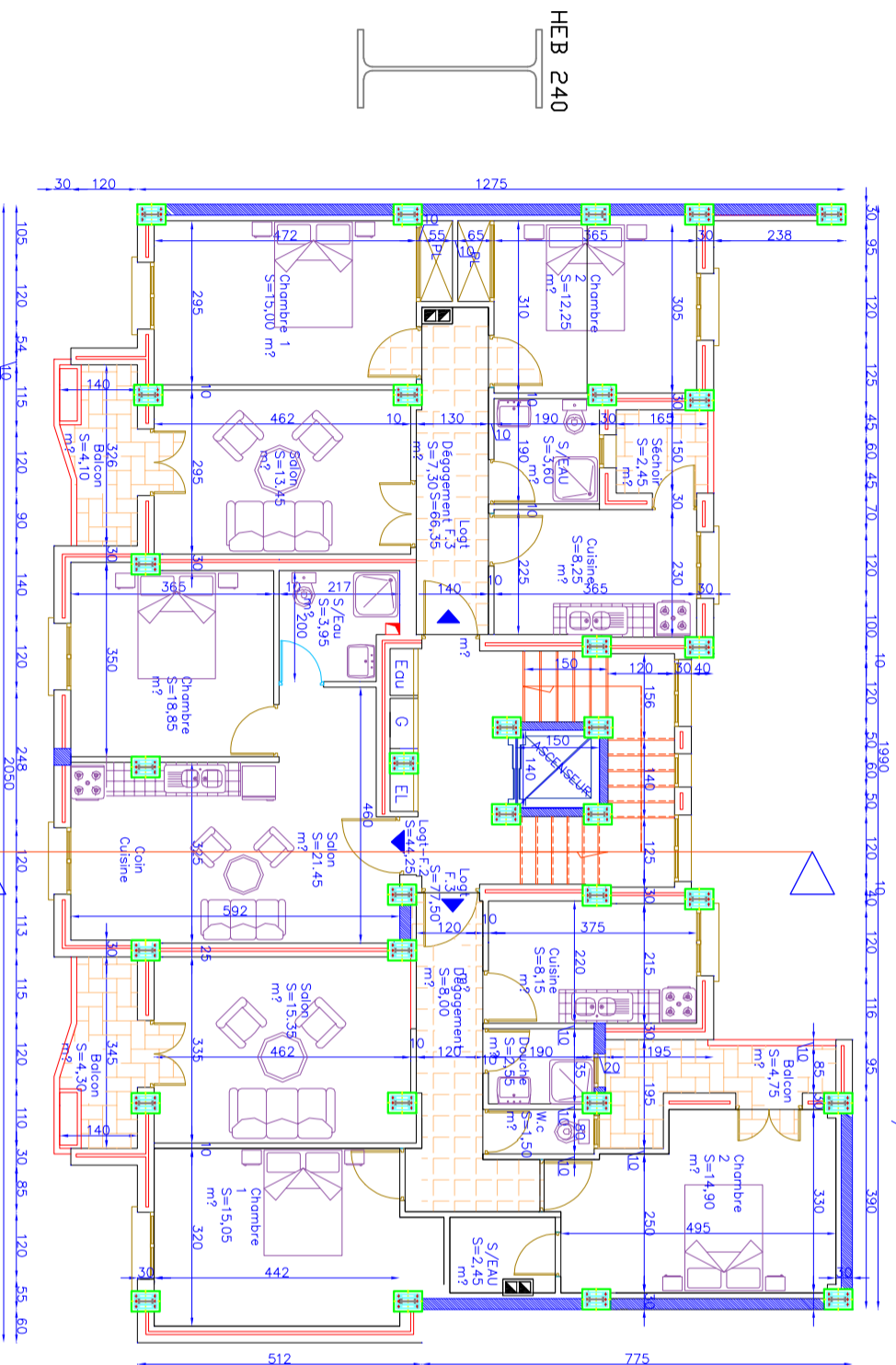
HEB 240



République Algérienne Démocratique et Populaire Algerienne	
BUREAU D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME SEMSAR Karim Rue MAHFOUDI Fatou - PHOENIX A39, PEPINIERE-Béjaïa Tél: 031 83 11 30	
Projet : PERMIS MODIFICATIF A TITRE RÉGULARISATION Construction à usage d'habitation, étages /15 au 15/07/2022 (commercial)	WILAYA : BEJAIA DAIRA : BEJAIA COMMUNE : BEJAIA LIEU-DIT : AN SKHOUN
Plancher : BLOC -B- (R+13) Travaux d'avancement: achevés PLAN d'ETAGE 13 Ech: 1/50 PLAN DE COUVERTURE Ech: 1/50	DEMANDEUR : M. AZRINE Boubekeur DATE : OCTOBRE 2022
ARCHITECTE : SEMSAR KARIM Viso Architecte	PROJETEUR : Viso Services Communiaux Viso Services Wilaya

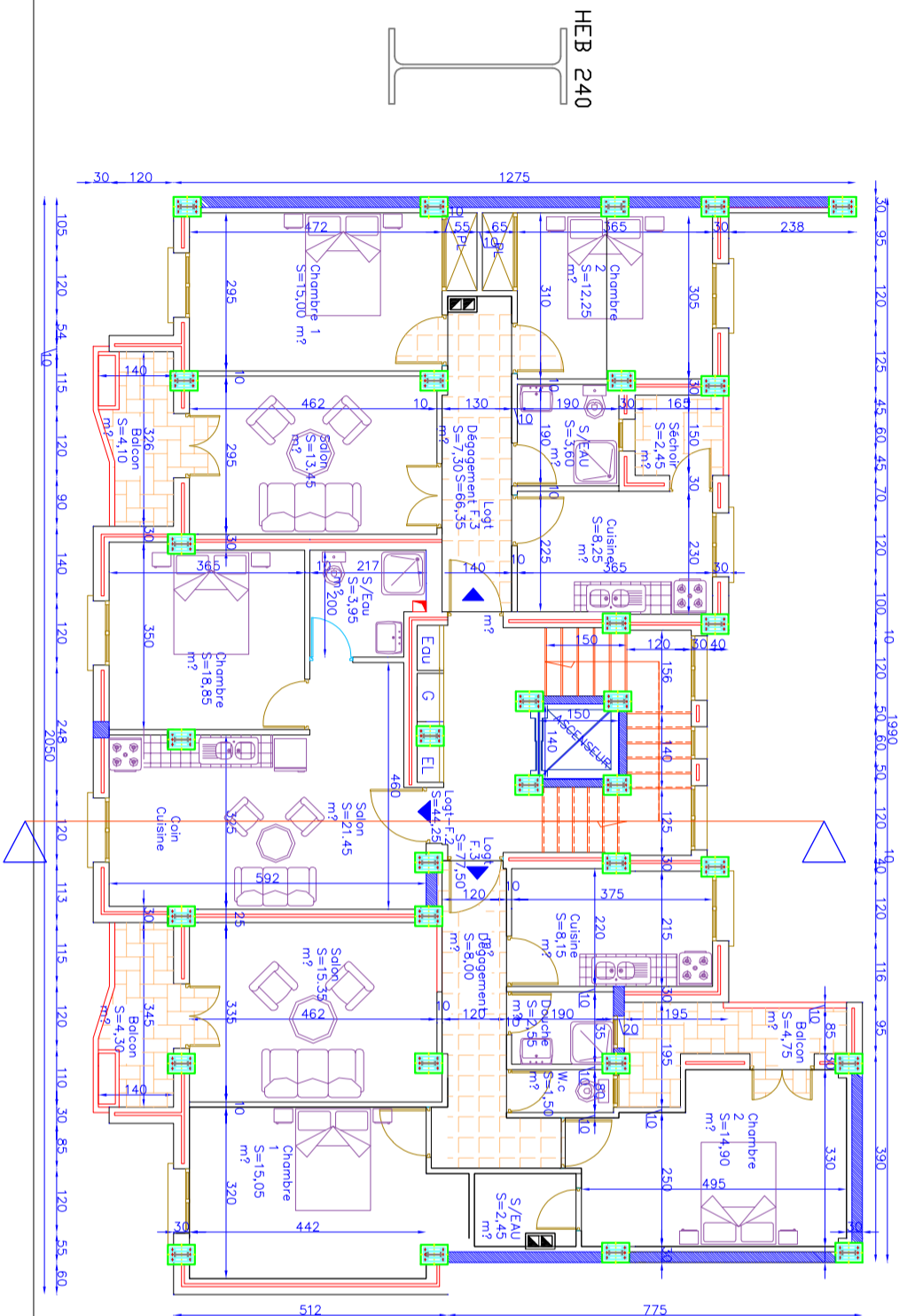
PLAN ETAGE 1

Ech: 1/50



PLAN ETAGE 2

Ech: 1/50



Republique Algérienne Démocratique et Populaire

BUREAU D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME SENSAR KARIM

Rue MAHFOUDI Fatch - PHOENIX A39, PEPINIERE-Bepia Tel: 021 272851

Projet : PERMIS MODIFICATIF A TITRE REGULARISATION Construction à usage d'habitation n°976/15 du 12/07/2023

MITAJA : BELJIA
DATRA : BELJIA
COMUNE : BELJIA
LIEU-DIT : ANI SKHOUN

DEMANDEUR : M. AZRINE Boubekeur

Planche : BLOC - B - (R+13) (Taux d'avancement: achevé)

PLAN : PLAN ETAGE 1
Ech: 1/50

PLAN ETAGE 2
Ech: 1/50

DATE : OCTOBRE 2022

ARCHITECTE : SENSAR KARIM

PROJETEUR :

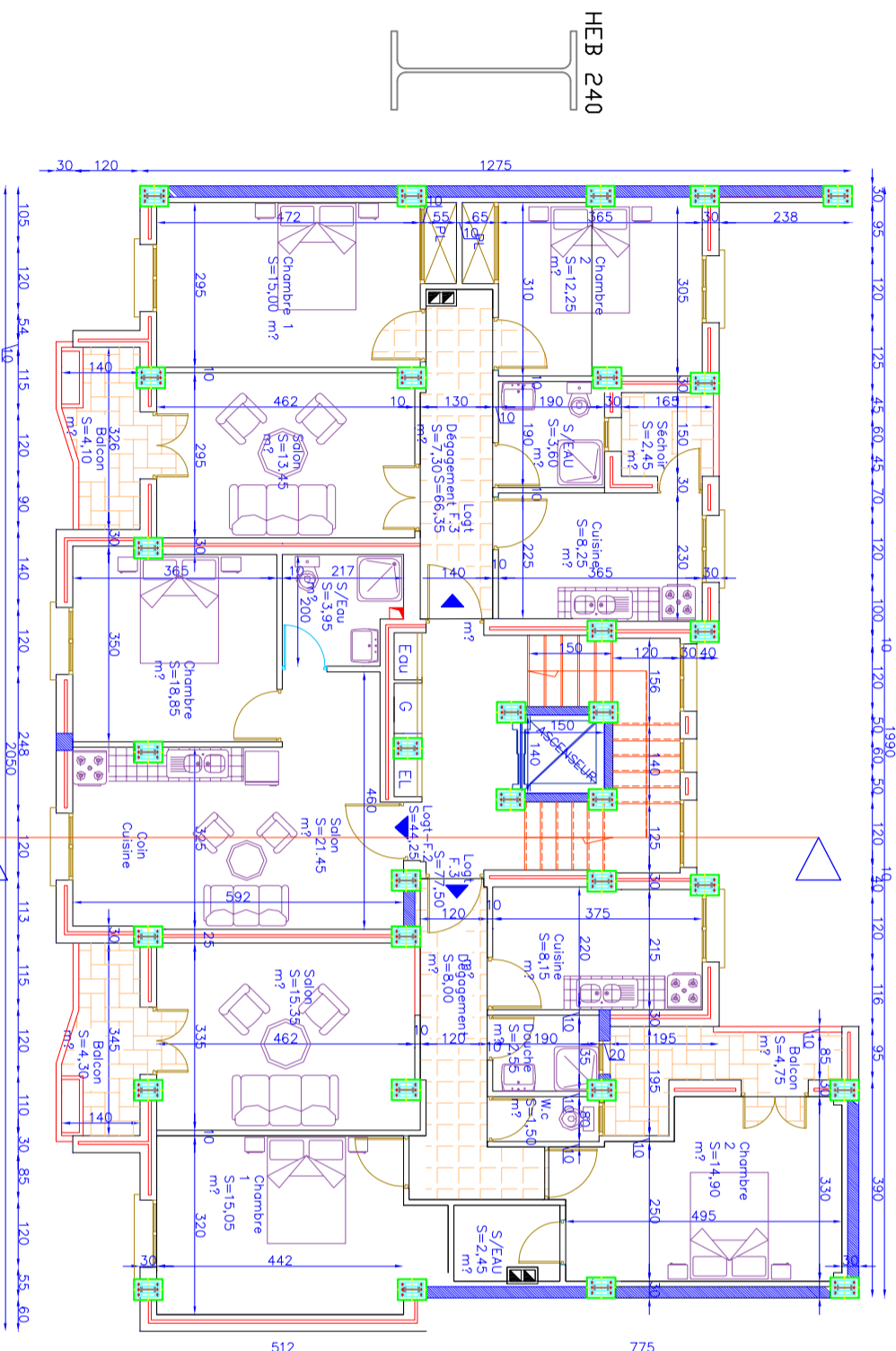
Visa Architecte

Visa Services Communaux

Visa Services Wilaya

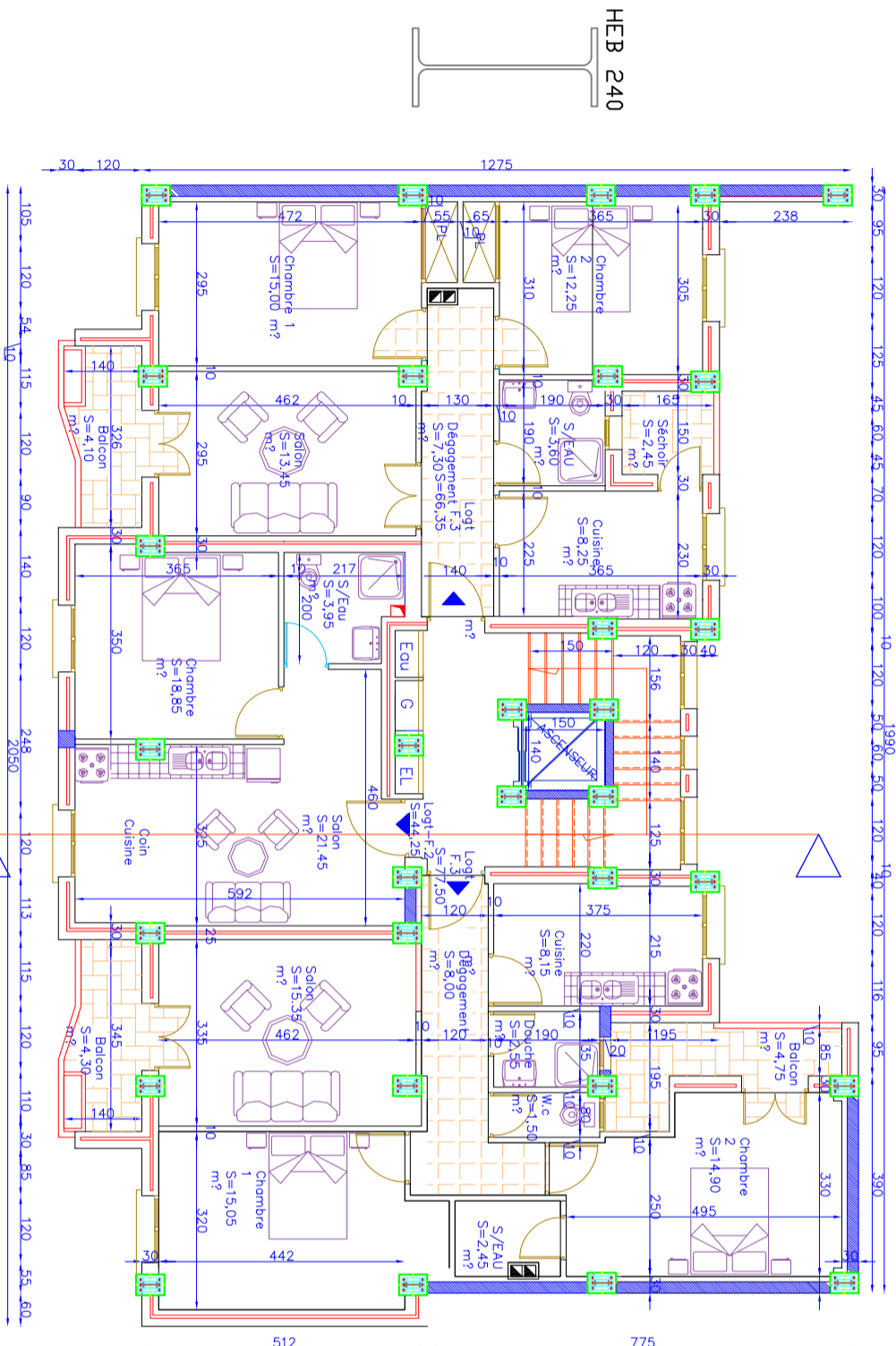
PLAN ETAGE 3

Ech: 1/50



PLAN ETAGE 4

Ech: 1/50



Republique Algérienne Démocratique et Populaire

BUREAU D'ARCHITECTURE ET D'URBANISME SEMSAR KARIM

Rue MAHFOUDI Fatih - PHOENIX A.39, PENINIERE-Bejaia Tel:

Projet : WITLAYA : BEJAJA

PERMIS MODIFICATIF A TITRE DAJRA : BEJAJA

REGULARISATION COMMUNE : BEJAJA

Construction à usage LIVR-DIT : AIN SKHOUN

15/07/2022

Planche : DEMANDEUR :

BLOC -B- (R+13)

Taux d'avancement: achevé

M. AZRINE

Boubekeur

PLAN ETAGE 3

PLAN ETAGE 4

Ech: 1/50

DATE : OCTOBRE 2022

PROJETEUR : SEMSAR KARIM

ARCHITECTE : SEMSAR KARIM

Visa Architecte

Visa Services Communaux

Visa Services Wilaya